

Certificación ISO 9001:2000 ‡  
Laboratorios acreditados por EMA §

---

# CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

Paul Garnica Anguas  
Mayra Flores Flores  
José Antonio Gómez López  
Horacio Delgado Alamilla

Publicación Técnica No 267  
Sanfandila, Qro, 2005

---

**SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES  
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Caracterización geomecánica  
de mezclas asfálticas**

**Publicación Técnica No 267  
Sanfandila, Qro, 2005**

---

---

Este trabajo fue realizado en la División de Laboratorios de Infraestructura por los investigadores Dr Paul Garnica Anguas, M en I Mayra Flores Flores, M en I José Antonio Gómez López y M en I Horacio Delgado Alamilla.

Se agradece al Ing Carlos Sandoval Sandoval, tesista de la Universidad Autónoma de Chihuahua, y Adalberto Hernández Ortiz, tesista del Tecnológico de Oaxaca, por la realización de los ensayos de laboratorio.

---

# Índice

---

<b>Resumen</b>	V
<b>Abstract</b>	VII
<b>Resumen ejecutivo</b>	IX
<b>1. Generalidades sobre mezclas asfálticas</b>	<b>1</b>
1.1 Tipos de mezclas asfálticas	1
1.2 Propiedades consideradas en el diseño de mezclas asfálticas	2
1.3 Deterioros en mezclas asfálticas	4
1.3.1 Deformación permanente	4
1.3.2 Agrietamiento por fatiga	6
1.3.3 Fracturamiento por baja temperatura	7
1.4 Comportamiento de la mezcla asfáltica	8
1.4.1 Comportamiento del cemento asfáltico	8
1.4.2 Comportamiento del agregado mineral	10
1.4.3 Comportamiento de mezclas asfálticas	12
1.5 Factores de composición que influyen en el comportamiento de las mezclas asfálticas	12
<b>2. Relaciones volumétricas y gravimétricas en mezclas asfálticas</b>	<b>15</b>
2.1 Diagrama de fases	15
2.2 Relaciones de masas y volúmenes	17
2.3 Parámetros volumétricos	21
2.4 Fórmulas para calcular los parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica compactada	22
2.5 Fórmulas para calcular la gravedad específica de una mezcla asfáltica compactada para diferentes contenidos de asfalto y vacíos llenos con asfalto	29
2.6 Influencia de la gravedad específica del agregado en la determinación de los parámetros volumétricos	31
<b>3. Métodos de diseño de mezclas asfálticas</b>	<b>35</b>
3.1 Método Marshall	35
3.1.1 Requisitos del agregado pétreo	36
3.1.2 Requisitos del asfalto	37
3.1.3 Requisitos de la granulometría	38

3.1.4	Requisitos volumétricos	39
3.2	Metodología SUPERPAVE	39
3.2.1	Requisitos del agregado	39
3.2.2	Requisitos del cemento asfáltico	41
3.2.3	Requisitos de la granulometría	41
3.2.4	Requisitos de compactación	43
3.2.5	Requisitos volumétricos	44
3.2.6	Requisitos de la proporción de polvo y susceptibilidad a la humedad	45
3.2.7	Ensayos de comportamiento	45
<b>4.</b>	<b>Ensayos para caracterizar el comportamiento de mezclas asfálticas</b>	<b>47</b>
4.1	Ensayos de caracterización de la mezcla asfáltica	47
4.1.1	Gravedad específica total	47
4.1.2	Gravedad específica máxima teórica	47
4.1.3	Contenido de asfalto y granulometría	48
4.2	Ensayos para caracterizar el comportamiento de la mezcla asfáltica	48
4.2.1	Ensayos para caracterizar la deformación permanente	48
4.2.2	Ensayos para caracterizar la vida a la fatiga	50
4.2.3	Ensayos para caracterizar la resistencia a la tensión	50
4.2.4	Ensayos para caracterizar la rigidez	51
4.2.5	Ensayos para caracterizar la susceptibilidad a la humedad	51
<b>5.</b>	<b>Descripción del experimento y resultados</b>	<b>53</b>
5.1	Caracterización de los materiales utilizados	53
5.1.1.	Agregado pétreo	53
5.1.2	Cemento asfáltico	53
5.1.3	Granulometría seleccionada	54
5.2	Elaboración de los especímenes de ensayo	56
5.2.1	Dosificación de las muestras de agregado para elaborar la mezcla asfáltica	56
5.2.2	Estimación del contenido de asfalto óptimo inicial	56
5.2.3	Preparación de la mezcla asfáltica	57
5.2.4	Compactación de los especímenes	58
5.3	Caracterización de las propiedades fundamentales de la mezcla asfáltica compactada	60
5.4	Caracterización de la susceptibilidad de la mezcla a la deformación permanente	62
5.5	Caracterización de la resistencia a la tensión indirecta de la mezcla asfáltica compactada	64
5.6	Resultados y análisis	67
5.6.1	Parámetros volumétricos	69

5.6.2	Deformación permanente	72
5.6.3	Resistencia a la tensión indirecta	76
5.6.4	Control de calidad de mezclas asfálticas	78
<b>Conclusiones</b>		<b>87</b>
<b>Bibliografía</b>		<b>89</b>
<b>Anexo</b>		<b>95</b>



# Resumen

---

La presente investigación es una aportación al estudio de las mezclas asfálticas de granulometría densa, particularmente en aspectos relativos a su diseño y control.

Uno de los objetivos fundamentales consistió en definir una región de control dentro de la gráfica del espacio densidad – contenido de asfalto, construida a partir de las propiedades volumétricas y mecánicas de la mezcla asfáltica.

En la investigación se estudiaron la influencia del método de compactación en la determinación del contenido de asfalto óptimo, la influencia del contenido de asfalto y la energía de compactación en los vacíos, en la deformación permanente y la resistencia a la tensión indirecta de la mezcla asfáltica compactada.

Los especímenes de mezcla asfáltica se compactaron de acuerdo con los métodos Marshall y SUPERPAVE utilizando diferentes energías de compactación (número de golpes o giros) que corresponden a diferentes niveles de volumen de tránsito de diseño y contenidos de asfalto, para representar todos los posibles estados de densificación de la mezcla asfáltica.

A los especímenes compactados de acuerdo con la metodología SUPERPAVE se les realizaron ensayos para determinar la profundidad de deformación permanente y la resistencia a la tensión indirecta. La profundidad de deformación permanente se obtuvo mediante el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA).

A partir de los resultados de la investigación se concluye que los especímenes compactados conforme al método Marshall tienen mayores contenidos de asfalto óptimo y menores densidades, en comparación con los especímenes compactados mediante el compactador giratorio. Adicionalmente, también se encontró que el contenido de asfalto es la variable de mayor influencia en los vacíos de aire y los vacíos llenos con asfalto, mientras que la variable de mayor influencia en los vacíos en el agregado mineral es la energía de compactación. La magnitud de la profundidad de deformación permanente y la resistencia a la tensión indirecta dependen claramente de las condiciones de compactación.

Finalmente, a partir de la representación gráfica de las especificaciones para vacíos (vacíos en el agregado mineral, vacíos llenos con asfalto, y vacíos de aire) y las propiedades mecánicas (profundidad de deformación permanente y resistencia a la tensión indirecta) se logró obtener una gráfica de control que resulta una herramienta práctica y útil para el diseño y control de mezclas asfálticas compactadas.

**Palabras clave:** Mezcla asfáltica; Marshall; SUPERPAVE; vacíos; profundidad de deformación permanente; resistencia a la tensión indirecta.



# Abstract

---

This research is a contribution to dense graded asphalt mixtures knowledge, particularly on aspects related to its design and control.

The definition of a control area on the density – asphalt contents graph was one of the main research objectives. The graph is constructed with the compacted mixture of volumetric and mechanical properties.

In the research, it were studied the influence of the compaction method on the optimum asphalt content; the influence of the asphalt content and compaction effort on the voids; the rut depth and the indirect tensile strength of the compacted mixture.

The asphalt mixture specimens were compacted following the Marshall and SUPERPAVE methods using a variety of compaction efforts that correspond to different design traffic volumes and different asphalt contents in order to represent all the possible asphalt mixture densities.

The specimens compacted by the SUPERPAVE method were tested in order to determine the rut depth and the indirect tensile strength. The rut depth test was performed by means of the Asphalt Pavement Analyzer (APA).

From the research results it is concluded that specimens compacted using the Marshall method presents higher optimum asphalt content and lesser densities compared with those specimens compacted with the gyratory compacter. Additionally it was found that the asphalt contents are the most influential variable on the air voids and in the voids filled with asphalt. It is also concluded that the most influential variable on mineral aggregate voids is the compaction effort. The rut depth magnitude and the indirect tensile strength clearly depend on the compaction conditions.

Finally, from the graphic representation of the voids specifications (voids in mineral aggregate, voids filled with asphalt and air voids) and the mechanical properties (rut depth and indirect tensile strength) it was possible to obtain a control chart that results in a practical and useful tool of the control and design of compacted asphalt mixtures.

**Keywords:** Asphalt mix, Marshall, SUPERPAVE, voids, rut depth, indirect tensile strength.



# Resumen ejecutivo

---

En la actualidad existen diversos métodos para diseño de mezclas asfálticas en México; desde hace varias décadas, ha tenido gran difusión y aceptación el método Marshall. Sin embargo, diversos estudios e investigaciones han concluido que por la naturaleza empírica de los procedimientos de laboratorio que sustentan este método los resultados encontrados son altamente discutidos hoy en día.

El método Marshall fue concebido para tránsito y cargas diferentes a las condiciones actuales; además no considera el comportamiento de la mezcla asfáltica a lo largo del tiempo ni el efecto que tendrán diferentes aspectos en su desempeño.

En respuesta a lo anterior, surgió como parte del programa para investigación en carreteras SHRP (Strategic Highway Research Program) un procedimiento de dosificación de mezclas asfálticas, denominado SUPERPAVE (Superior Performance Pavement). En éste se desarrollaron nuevas especificaciones para el ligante; un nuevo equipo de compactación (que compacta los especímenes por amasado giratorio, el cual se ha referido como el más representativo de las condiciones reales de compactación de campo); se mejoraron las especificaciones relacionadas con el agregado; y se desarrollaron nuevos ensayos para evaluar el comportamiento de la mezcla.

Por otro lado, en mezclas asfálticas hay aspectos que resultan altamente relevantes y a los que frecuentemente no se les presta atención en los procedimientos de control utilizados en campo. Dos análisis se consideran especialmente importantes: el análisis de vacíos y el análisis de las propiedades mecánicas.

El análisis de vacíos, que incluye vacíos de aire ( $V_a$ ), vacíos en el agregado mineral (VMA) y vacíos llenos con asfalto (VFA) se ha relacionado con el comportamiento de la mezcla compactada. El análisis de las propiedades mecánicas comprende la evaluación de la resistencia a la deformación permanente y resistencia a la tensión indirecta, entre otras, para asegurar que la mezcla presente un buen desempeño a lo largo de su vida útil.

Sin embargo, el criterio de control de campo sólo está basado en alcanzar un determinado nivel de densidad en la mezcla colocada, con el cual no se tiene conocimiento del estado de los parámetros volumétricos ni cómo se afectan las propiedades mecánicas de la mezcla, debido a variaciones en las condiciones de compactación.

El capítulo 1 comprende los tipos de mezclas asfálticas; las propiedades consideradas en su diseño; los principales deterioros que se presentan; el comportamiento de la mezcla; y los factores de composición de la mezcla que influyen en su comportamiento.

En el capítulo 2 se presenta el diagrama de fases; las relaciones de masas y volúmenes; las fórmulas para calcular los parámetros volumétricos en una mezcla asfáltica compactada; y finalmente, la influencia de la gravedad específica del agregado en la determinación de los parámetros volumétricos.

El capítulo 3 se refiere a los métodos de diseño de mezclas Marshall y SUPERPAVE.

El capítulo 4 presenta los ensayos de caracterización de la mezcla y del comportamiento de la misma.

El capítulo 5 describe la caracterización de los materiales utilizados; la preparación y compactación de los especímenes de prueba y los equipos empleados para caracterizar la profundidad de la deformación permanente; y la resistencia a la tensión indirecta de la mezcla en estudio. En este mismo capítulo se presentan y analizan los resultados de las pruebas de deformación permanente y resistencia a la tensión indirecta.

Finalmente se presentan las conclusiones del presente trabajo.

# 1 Generalidades sobre mezclas asfálticas

---

Los pavimentos flexibles son ampliamente utilizados en la mayoría de los países a nivel mundial y México no es la excepción. Las mezclas asfálticas asumen un papel fundamental en los pavimentos flexibles no sólo por los volúmenes requeridos en su construcción, sino porque constituyen la parte más costosa de los mismos: la “fachada” que los usuarios observan cotidianamente (Cepeda, 2002), y la superficie por la que transitan diariamente los millones de vehículos, que resuelven gran parte de las necesidades de movilidad en las sociedades humanas contemporáneas.

La mezcla asfáltica se puede definir como una combinación de agregados minerales, aglomerados mediante un ligante asfáltico y mezclados de tal manera que los agregados pétreos queden cubiertos por una película uniforme de asfalto. Las proporciones relativas de estos materiales determinan las propiedades físicas de la mezcla y, eventualmente, el comportamiento funcional de la misma como pavimento (Cepeda, 2002).

El Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, describe al asfalto como un cemento fuerte, fácilmente adhesivo, altamente impermeable, y durable. Es una sustancia plástica que proporciona una flexibilidad controlable a las mezclas de material mineral con las que usualmente se combina. No obstante que es un sólido o semisólido, en condiciones normales de temperatura ambiental el asfalto puede ser fácilmente licuado mediante aplicación de calor. El asfalto se considera como un cemento bituminoso, debido al hecho de que está constituido por hidrocarburos (Papacostas, 1993).

## 1.1 Tipos de mezclas asfálticas

Existen varias clasificaciones de mezclas asfálticas, de acuerdo con el parámetro considerado para establecer las diferencias. Así, conforme las fracciones de agregado pétreo empleado en la elaboración de la mezcla, éstas se dividen en mástico asfáltico; mortero asfáltico; macadam asfáltico; y concreto asfáltico. Si la temperatura es considerada, se dividen en mezclas en frío y mezclas en caliente. Si el parámetro considerado es el porcentaje de vacíos de aire, las mezclas pueden ser densas o cerradas; semidensas o semicerradas; abiertas y porosas, dependiendo de si tienen menos del 6%, entre el 6 y el 12% de vacíos de aire, entre el 12 y el 18% o más del 20%, respectivamente. Otra clasificación se establece de acuerdo con la estructura de los agregados pétreos; así, se tienen mezclas con o sin esqueleto mineral. Si se considera la curva granulométrica, se clasifican en mezclas asfálticas continuas o mezclas discontinuas (Cepeda, 2002).

La mezcla asfáltica en caliente se tipifica así, porque tanto el agregado pétreo, como el asfalto, se calientan antes del mezclado; es un tipo de mezcla compuesta por un 93 a 97 % de agregado pétreo y por un 3 a 7 % de asfalto, con respecto a la masa total de la mezcla.

El tipo de mezcla asfáltica a la que se hará referencia en el presente trabajo es una mezcla en caliente de granulometría densa; esto es, con un contenido de vacíos de aire menor al 6%. Conviene señalar que es un tipo de mezcla asfáltica ampliamente utilizado en México.

## 1.2 Propiedades consideradas en el diseño de mezclas asfálticas

El diseño de una mezcla asfáltica consiste básicamente en la selección del tipo y granulometría del agregado a emplear, y de la selección del tipo y contenido de asfalto, de tal manera que se obtengan las propiedades deseadas en la mezcla y se satisfagan los requisitos específicos del proyecto. La selección apropiada de los materiales (con la calidad suficiente) que constituirán la mezcla y de sus proporciones correctas, requiere el conocimiento de las propiedades más significativas de las mezclas, y de su influencia en el comportamiento del pavimento (Cepeda, 2002). Para una aplicación específica e independientemente del procedimiento de diseño empleado, las propiedades relevantes en una mezcla asfáltica en caliente son:

- a) Estabilidad
- b) Durabilidad
- c) Flexibilidad
- d) Resistencia a la fatiga
- e) Resistencia al fracturamiento por bajas temperaturas
- f) Resistencia al daño por humedad
- g) Resistencia al deslizamiento
- h) Trabajabilidad

### a) Estabilidad o resistencia a las deformaciones plásticas

Esta propiedad se refiere a la capacidad de la mezcla asfáltica para resistir la deformación y el desplazamiento, debidos a las cargas que resultan del tránsito vehicular. Un pavimento es estable cuando conserva su forma; y es inestable cuando desarrolla deformaciones permanentes, corrugaciones y otros signos de desplazamiento de la mezcla.

La estabilidad depende sobre todo, de la fricción interna y la cohesión. La fricción interna depende de la textura superficial, forma de la partícula, y granulometría del agregado; así como de la densidad de la mezcla, y la cantidad y tipo de asfalto; mientras que la cohesión depende del contenido de asfalto. La cohesión se incrementa con el incremento del contenido de asfalto, hasta un punto óptimo, después del cual el aumento en el contenido de asfalto forma una película demasiado gruesa en las partículas de asfalto, lo que produce una pérdida de fricción entre las partículas de agregado.

## **b) Durabilidad**

Es la propiedad de la mezcla asfáltica que describe su capacidad para resistir los efectos perjudiciales del aire, agua, temperatura y tránsito que pueden provocar envejecimiento del asfalto, desintegración del agregado y desprendimiento de la película de asfalto del agregado. Una buena mezcla asfáltica no debe sufrir envejecimiento excesivo durante la vida en servicio. Esta propiedad se relaciona con el espesor de la película de asfalto, y con los vacíos de aire.

## **c) Flexibilidad**

Es la capacidad de la mezcla asfáltica para amoldarse, sin sufrir agrietamiento o fisuración, a los asentamientos y movimientos graduales de la base y la subrasante. En ocasiones esta propiedad presenta conflictos con los requerimientos de estabilidad.

## **d) Resistencia a la fatiga**

Es la capacidad de la mezcla asfáltica para resistir cargas repetidas causadas por el paso de los vehículos. El agrietamiento por fatiga está relacionado con el contenido y la rigidez del asfalto. Por su parte, los contenidos de asfalto muy altos harán que la mezcla tienda más a deformarse elásticamente (o a deformarse menos) que a fracturarse bajo carga repetida. Aunque también debe señalarse que la resistencia a la fatiga depende en gran medida de la relación entre el espesor estructural de la capa y la carga.

## **e) Resistencia al fracturamiento por baja temperatura**

Es la capacidad de la mezcla asfáltica para no agrietarse en condiciones de bajas temperaturas. Depende principalmente de la rigidez del asfalto a bajas temperaturas.

## **f) Resistencia al daño por humedad o impermeabilidad**

Es la resistencia al paso de agua y aire hacia el interior, o a través de la mezcla asfáltica. La resistencia al daño por humedad se relaciona con las propiedades químicas del agregado mineral y el contenido de vacíos de aire en la mezcla compactada, y por tanto con los procesos de oxidación del asfalto, su adherencia y el drenaje del pavimento.

## **g) Resistencia al deslizamiento**

Es la capacidad de la mezcla asfáltica para no perder adherencia entre el neumático y la superficie de rodamiento, en particular cuando está húmeda. Una resistencia al deslizamiento baja se relaciona generalmente con las características del agregado y el contenido de asfalto.

## h) Trabajabilidad

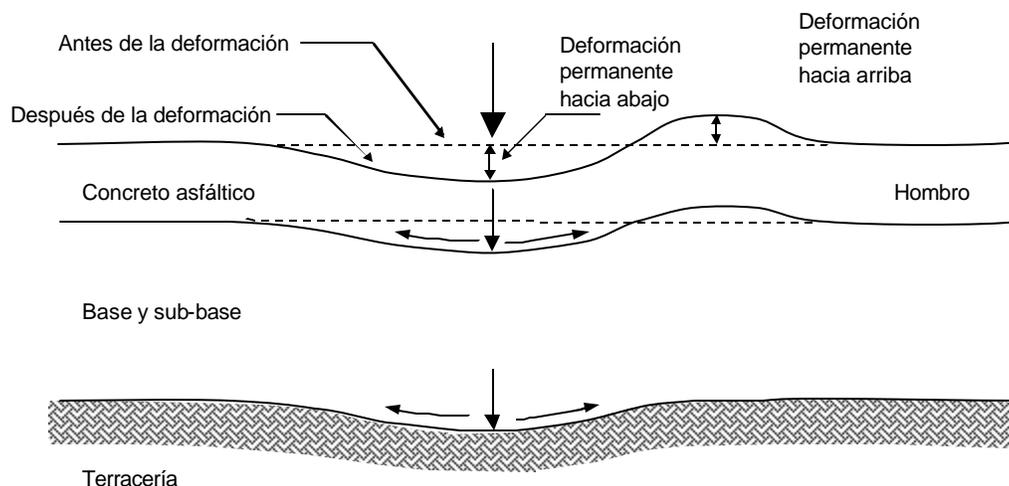
Es la propiedad relacionada con la facilidad con que la mezcla asfáltica es colocada y compactada *in situ*. Una buena mezcla debe ser capaz de permitir su colocación y compactación, sin que se requiera un esfuerzo demasiado grande. Esta propiedad, generalmente depende de uno, o una combinación, de los siguientes factores: características del agregado, la granulometría, el contenido, y la viscosidad del asfalto (Cepeda,2002).

## 1.3 Deterioros en mezclas asfálticas

Cuando una mezcla asfáltica se incorpora a un pavimento como carpeta, está sujeta a múltiples acciones que afectan su vida útil. Estas acciones se relacionan principalmente con el paso de los vehículos y el medio ambiente; y contribuyen en diferente medida al daño de la mezcla. Los principales deterioros en la mezcla asfáltica son: las deformaciones permanentes, el agrietamiento por fatiga, y el agrietamiento por baja temperatura. A continuación se describen dichos deterioros.

### 1.3.1 Deformación permanente

Basándose en los resultados de pruebas de caminos e investigaciones del fenómeno de la deformación permanente realizadas por la AASHTO (American Association of State and Highway Officials) en Estados Unidos, algunos investigadores han concordado en que ésta se puede definir como un canal longitudinal, o depresión, que se forma en las huellas debido a la compresión, movimiento lateral, o ambos, en una o más de las capas que forman el pavimento, como resultado de la aplicación de las cargas del tránsito.



**Figura 1.1**  
**Mecanismo típico de deformación permanente en la trayectoria de la rueda externa**

La deformación permanente es una manifestación de dos diferentes mecanismos: (a) densificación (cambio de volumen), y (b) deformación cortante (flujo plástico sin cambio de volumen).

En el proceso de densificación el material es empujado hacia abajo; mientras que la deformación cortante provoca que el material fluya lateralmente y hacia arriba, como se muestra en la Figura 1.1.

La profundidad total de la rodera es la diferencia en elevación entre la cresta y la hondonada de la superficie. Como se muestra en dicha figura, los esfuerzos de tensión sobre la superficie y el lado exterior del área cargada pueden ocasionar grietas longitudinales en el concreto asfáltico (Duribain y Jiménez, 1983).

- **Tipos de deformación permanente**

- a) **Deformación plástica.** Es una depresión cercana al centro de la carga aplicada, con ligeros montículos o protuberancias ubicados a los lados de la depresión. Este tipo de deformación longitudinal, generalmente se debe a un contenido insuficiente de vacíos de aire (menos del 4%) en la carpeta. Bajo estas condiciones, una sobrecompactación provoca que el asfalto rellene los vacíos de aire entre los agregados, lo que impide que estos se enlacen entre sí.
- b) **Deformación por consolidación.** Como la anterior, es una depresión cercana a la aplicación de la carga, pero sin acompañamiento de protuberancias a los lados de la depresión. Este tipo de deformación longitudinal se debe al exceso de vacíos de aire (mayores al 8%) en la carpeta, después de la compactación. Esta condición provoca que la carpeta se consolide a lo largo de las huellas que dejan las ruedas de los vehículos, especialmente durante el primer verano.
- c) **Deformación mecánica.** Es resultado de un hundimiento en la base, subbase o terracerías, acompañada por un disturbio en el patrón de agrietamiento. Este tipo de falla puede ocurrir cuando la estructura de un pavimento no fue diseñada de manera apropiada para la dimensión de las cargas que soportará (FHWA, 1997).

- **Causas de la deformación permanente en mezclas asfálticas**

Según el manual de pavimentos para mezclas en caliente del Departamento de Transporte y la Administración de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA, 1997), las causas principales de deformación permanente o longitudinal de los pavimentos asfálticos, son las siguientes:

- a) Baja cantidad de vacíos de aire (menos del 4%)
- b) Exceso de vacíos de aire (más del 8%)
- c) Cemento asfáltico de baja viscosidad, principalmente por:

- Errores en el diseño de la mezcla, debido a que las propiedades del asfalto a 25°C y 60°C no son iguales a las propiedades del asfalto en servicio
  - El asfalto no es envejecido, como en el proceso de producción, en planta
  - Resistencia insuficiente en la carpeta debido a que se permitieron en el lugar grandes cargas de tránsito, antes de que el asfalto se hubiera enfriado lo suficiente para adherirse al agregado de manera adecuada
- d) Mayor consolidación de la base, subbase o terracería.
- e) El tipo y duración de la carga afecta la resistencia a la deformación longitudinal. Las mezclas bituminosas son más resistentes a las cargas de corta duración, como sucede en condiciones de tránsito a alta velocidad, y menos resistentes a cargas de larga duración. Esta es la razón por la que la deformación longitudinal es más frecuente en intersecciones y tramos ascendentes, que en los carriles de mayor velocidad.
- f) Factores de diseño de la mezcla, como altos contenidos de arena natural, poca cantidad de polvo mineral y agregados redondeados, los cuales proporcionan menor resistencia a la deformación.

### 1.3.2 Agrietamiento por fatiga

El agrietamiento por fatiga es llamado coloquialmente “piel de cocodrilo” debido a que el patrón de espaciamiento entre las grietas es muy similar a la forma exterior de la piel del cocodrilo (Figura 1.2). El agrietamiento por fatiga es resultado de la aplicación de un esfuerzo de tensión mayor a la resistencia a la tensión de la mezcla.

Las fisuras longitudinales intermitentes a lo largo de la huella son un signo prematuro de agrietamiento por fatiga. Este tipo de falla, generalmente ocurre cuando el pavimento ha sido esforzado hasta el límite, por la repetición de aplicaciones de carga. El agrietamiento por fatiga es comúnmente asociado con las cargas, las cuales son mucho más pesadas para la estructura del pavimento, o a que el número de repeticiones de carga fue mayor a las consideradas en el diseño. El problema se hace más grave cuando existe un drenaje inadecuado en el pavimento, lo cual contribuye a que las capas inferiores lleguen a saturarse y pierdan resistencia. En estos casos la capa con la mezcla asfáltica experimenta deformaciones grandes, cuando las capas subyacentes son debilitadas por exceso de humedad, produciendo la falla prematura por fatiga. El agrietamiento por fatiga puede ser también causado por el paso repetido de camiones sobrecargados y/o espesores de pavimento inadecuados, debido a un control de calidad deficiente durante la construcción.

El agrietamiento por fatiga puede conducir al desarrollo de baches cuando las piezas individuales de mezcla asfáltica se separan físicamente del material adyacente, y se desprenden de la superficie del pavimento por acción del tránsito. Los baches generalmente ocurren cuando el agrietamiento por fatiga se encuentra

en etapas muy avanzadas, o cuando se han empleado espesores de carpeta asfáltica, relativamente delgados.

En común, se considera que el agrietamiento por fatiga es más un problema estructural, que uno de materiales. Ya que es provocado por un número de factores que tienen que ocurrir simultáneamente: cargas pesadas repetidas, drenaje pobre de la subrasante, un diseño o construcción deficiente de las capas del pavimento, o que el número de cargas para el que se diseñó fue excedido (NCAT, 2001).



**Figura 1.2**  
**Pavimento asfáltico que presenta agrietamiento por fatiga**

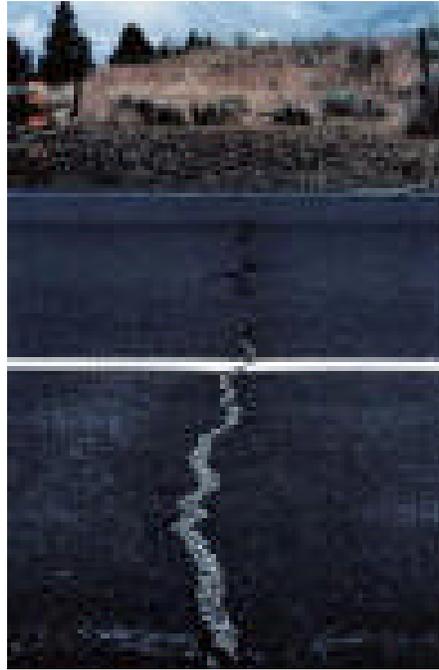
### **1.3.3 Fracturamiento por baja temperatura**

El fracturamiento por baja temperatura se atribuye a la deformación por tensión inducida en la mezcla asfáltica, a medida que la temperatura desciende hasta un nivel crítico. El agrietamiento por baja temperatura es un deterioro, debido más a condiciones adversas del medio ambiente que a las aplicaciones de carga. Se caracteriza por fisuras transversales intermitentes (perpendiculares a la dirección del flujo de tránsito) que se producen en un espaciamiento notablemente uniforme (Figura 1.3).

Las fisuras por baja temperatura se forman por contracciones en la carpeta asfáltica, lo cual normalmente ocurre en lugares con clima frío. Cuando la carpeta se contrae, se originan deformaciones de tensión en su interior. En algún lugar, a lo largo del pavimento, los esfuerzos exceden la resistencia a la tensión, y la carpeta asfáltica se fisura. De esta manera, las fisuras por baja temperatura ocurren principalmente por efecto acumulativo de varios ciclos climáticos fríos.

En este tipo de deterioro, el ligante asfáltico juega un rol significativo, por ejemplo, los duros son más propensos a la fisuración por baja temperatura que los blandos. También los ligantes asfálticos excesivamente oxidados, ya sea por ser muy propensos a la oxidación o por encontrarse en una mezcla asfáltica con muy alto

porcentaje de vacíos, o por ambas causas, son más susceptibles al fisuramiento por baja temperatura (NCAT,2001).



**Figura 1.3**  
**Pavimento asfáltico que presenta fracturamiento por baja temperatura**

## **1.4 Comportamiento de la mezcla asfáltica**

Como se mencionó, la mezcla asfáltica está compuesta por agregados pétreos y asfalto; por tanto, el comportamiento de la mezcla asfáltica se ve afectado tanto por las propiedades individuales del agregado mineral y del asfalto, como por la interrelación de ambos componentes dentro del sistema.

En los siguientes párrafos se explica brevemente el comportamiento de cada uno de los componentes de la mezcla, así como su comportamiento en conjunto.

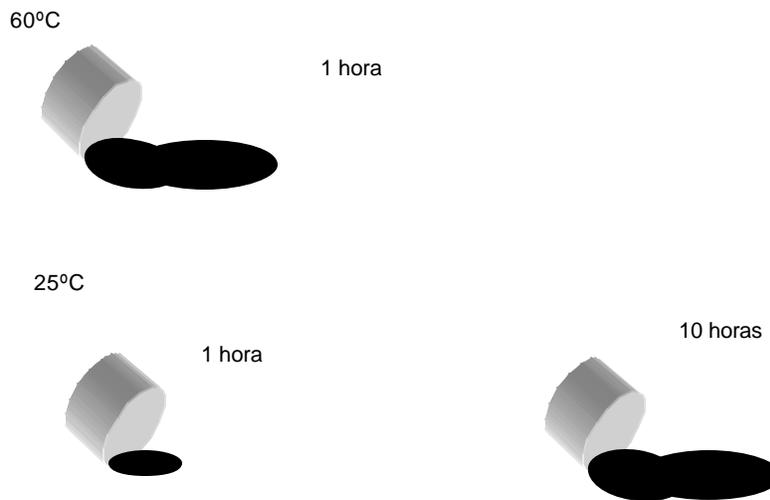
### **1.4.1 Comportamiento del cemento asfáltico**

Con respecto al comportamiento de la mezcla asfáltica, las características más importantes del cemento asfáltico son: la susceptibilidad a la temperatura, la viscoelasticidad, y el envejecimiento.

De las tres anteriores, la que sobresale es la susceptibilidad a la temperatura, ya que sus propiedades mensurables dependen de ésta. Asimismo, el tiempo de aplicación de la carga también es importante, puesto que para una misma carga y un mismo asfalto, los diferentes tiempos de aplicación de la carga implicarán diferentes propiedades. Por ello, los ensayos sobre los cementos asfálticos y

mezclas asfálticas deben especificar la temperatura y la velocidad de carga. Sin una temperatura de ensayo y velocidad de carga especificada, el resultado del ensayo no puede ser interpretado como es debido.

Conforme a la Figura 1.4, la cantidad de asfalto que fluye podría ser la misma para una hora a 60 °C o 10 horas a 25 °C. En otras palabras, los efectos del tiempo y la temperatura están relacionados; el comportamiento a temperaturas altas en periodos de corto tiempo, es equivalente al que ocurre a temperaturas bajas y duraciones largas.



**Figura 1.4**  
**Comportamiento del flujo del cemento asfáltico**

A altas temperaturas ( $>100$  °C), o bajo carga sostenida (por ejemplo, movimientos lentos, o estacionamiento de camiones), el cemento asfáltico actúa como un líquido viscoso, es decir, tiene un comportamiento plástico. La viscosidad es la característica física del material usada para describir la resistencia de un líquido a fluir, y también se emplea para expresar la diferencia entre las fuerzas resistentes y la velocidad relativa con que fluye una capa con respecto a otra en el cemento asfáltico caliente.

A bajas temperaturas ( $<0$  °C) o bajo cargas aplicadas rápidamente (por ejemplo, movimiento rápido de camiones), el cemento asfáltico se comporta como un sólido elástico; cuando es cargado se deforma y cuando es descargado regresa a su forma original.

Aunque el cemento asfáltico es un sólido elástico a bajas temperaturas, éste puede llegar a ser muy frágil y agrietarse cuando es cargado excesivamente. Por esta razón, el agrietamiento a bajas temperaturas, algunas veces ocurre durante el invierno.

En el pavimento en servicio, la temperatura que se presenta normalmente es intermedia respecto a los extremos mencionados previamente. En este rango de temperaturas, el asfalto presenta ambas características, las de un fluido viscoso y las de un sólido elástico. Debido a esta amplitud de comportamiento, el asfalto es un excelente material adhesivo en la pavimentación.

Después de que se enfría, el asfalto actúa como un pegamento que mantiene al agregado junto en una matriz sólida. En esta etapa, el comportamiento se conoce como viscoelástico; tiene ambas características, dependiendo de la temperatura y la velocidad de la carga.

Otra característica importante del asfalto es su composición química, pues debido a que está compuesto por moléculas orgánicas, reacciona con el oxígeno del medio ambiente produciéndose la oxidación, y cambia la estructura y composición de las moléculas del asfalto. Al reaccionar con el oxígeno, la estructura del asfalto se vuelve más dura y frágil, y da origen al término endurecimiento por oxidación, o endurecimiento por envejecimiento.

La oxidación se produce más rápidamente a altas temperaturas. Es por ello que parte del endurecimiento ocurre durante el proceso de producción, cuando es necesario calentar el cemento asfáltico para el mezclado y la compactación. Esta propiedad explica el por qué la oxidación es más crítica en cementos asfálticos utilizados en pavimentos que se construyen en lugares con climas cálidos y desérticos.

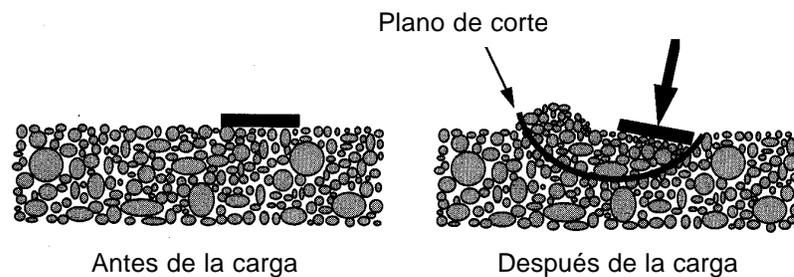
Otra forma de endurecimiento es la volatilización y el endurecimiento físico. La volatilización ocurre durante el mezclado y la construcción, cuando los componentes volátiles del asfalto tienden a evaporarse. El endurecimiento físico se presenta cuando el cemento asfáltico se expone a bajas temperaturas por periodos largos. Cuando la temperatura se estabiliza a un valor bajo constante, el cemento asfáltico continúa contrayéndose y endureciéndose. El endurecimiento físico es más notable a temperaturas menores a 0 °C (Asphalt Institute SP-1, 1996).

### **1.4.2 Comportamiento del agregado mineral**

Los agregados minerales para elaborar la mezcla asfáltica pueden ser naturales, triturados o sintéticos. Los naturales se extraen de depósitos fluviales o glaciares, y utilizados sin ningún procesamiento para elaborar la mezcla asfáltica. Los agregados triturados se explotan en canteras, y reducidos a los tamaños deseados mediante trituración mecánica; mientras que el agregado sintético es un subproducto industrial, como la escoria de altos hornos.

Independientemente de la fuente; en los métodos de procesamiento o mineralogía, se espera que el agregado provea un fuerte esqueleto pétreo para resistir aplicaciones de carga repetidas.

Los agregados de textura rugosa, equidimensionales, producen mayor resistencia que los redondeados y de textura lisa. Aunque una pieza de agregado redondeado podría poseer la misma resistencia interna que una pieza angular, las partículas angulares tienden a cerrarse más apretadamente, resultando una masa más compacta de material. Las partículas redondeadas, en vez de trabarse tienden a deslizarse unas sobre otras. Cuando una masa de agregados es cargada, puede generarse dentro de la masa un plano por el que las partículas se deslicen o cizallen unas respecto de las otras (Figura 1.5) lo cual resulta en una deformación permanente de la masa. Es en este plano donde las tensiones de corte exceden a la resistencia al corte de la masa de agregados. La resistencia al corte del agregado es de especial importancia en la mezcla asfáltica.



**Figura 1.5**  
**Comportamiento del agregado sometido a carga de corte**

La resistencia al corte de los distintos agregados puede explicarse mediante la teoría de Mohr-Coulomb, la cual establece que la resistencia al corte de una mezcla de agregados depende de qué tan unidas estén las partículas del agregado (cohesión); la tensión normal a que están sometidos los agregados; y la fricción interna. La ecuación de Mohr-Coulomb para expresar la resistencia al corte de un material es:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Donde:

- $\tau$  = resistencia al corte de la mezcla de agregados
- $c$  = cohesión del agregado
- $\sigma$  = tensión normal a la cual está sujeta el agregado
- $\phi$  = ángulo de fricción interna

Por otro lado, al someter una masa de agregado a tensiones de corte, las partículas deben fracturarse o arrastrarse unas sobre otras si se produce un desplazamiento. Este fenómeno se llama dilatancia, pues resulta en una expansión o incremento de volumen de la masa de agregados. Los materiales resistentes, con una mayor densificación y alto ángulo de fricción interna, tienden a dilatarse más que los materiales más débiles (Asphalt Insitute SP-2, 1996).

### 1.4.3 Comportamiento de mezclas asfálticas

Como resultado de la naturaleza de la integración de los comportamientos de sus componentes, las mezclas asfálticas presentan un comportamiento visco-elasto-plástico (Figura 1.6). Por un lado, el agregado pétreo tiene un comportamiento elastoplástico y por el otro, el mástico (asfalto mas polvo mineral) tiene un comportamiento viscoelástico. Por tanto, las mezclas asfálticas poseen un comportamiento que se puede llamar visco-elástico-plástico (Cepeda, 2002).

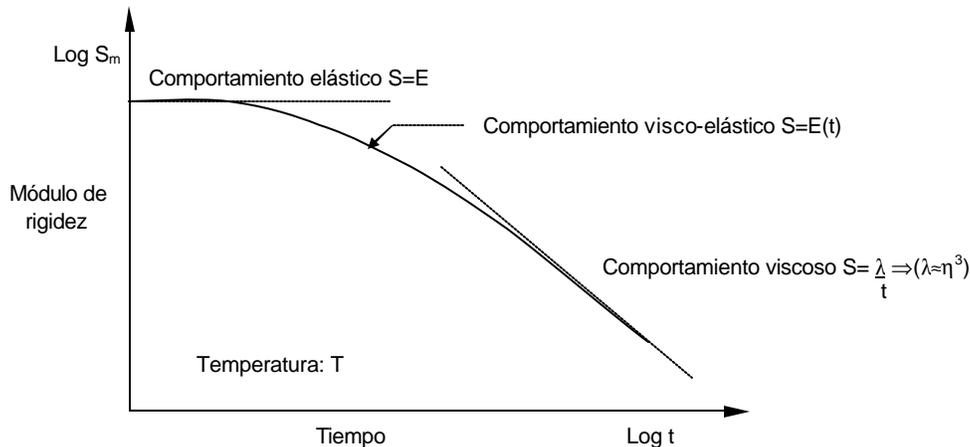


Figura 1.6

Variación del comportamiento de una mezcla asfáltica en función del tiempo de aplicación de una carga (curva experimental), (Cepeda, 2002)

## 1.5 Factores de composición que influyen en el comportamiento de las mezclas asfálticas

Los factores más importantes que influyen en el comportamiento y que son concernientes a la composición de la mezcla, es decir, las variables de la mezcla son los siguientes:

- Naturaleza del cemento asfáltico
- Contenido de asfalto
- Porcentaje de vacíos
- Granulometría
- Forma y textura del agregado pétreo
- Contenido de finos

### • Naturaleza del cemento asfáltico

La susceptibilidad térmica del asfalto es un factor que influye notablemente en el comportamiento de la mezcla. Las mezclas asfálticas, elaboradas con asfaltos

rígidos son menos propicias a las variaciones de temperatura y velocidad de aplicación de la carga y, en consecuencia, tienen mayor vida a la fatiga.

Por otro lado, los asfaltos blandos hacen que las mezclas asfálticas sean más susceptibles a las variaciones de temperatura y velocidad de aplicación de la carga y, en consecuencia, más propensas a la deformación permanente.

## • **Contenido de asfalto**

El contenido de asfalto es el parámetro que más influye en el comportamiento de las mezclas asfálticas.

Para un tipo de mezcla asfáltica determinado, se tiene que:

- Para valores de porcentajes de asfalto por debajo del óptimo, la resistencia mecánica y la resistencia a la fatiga aumentan con el incremento del contenido de asfalto
- Para valores de porcentajes de asfalto por encima del óptimo, se presenta una disminución de las características mecánicas de la mezcla, incluso con aumento del riesgo a sufrir deformación permanente

## • **Porcentaje de vacíos**

Las mezclas asfálticas con menor porcentaje de vacíos tienen una mayor vida a la fatiga, en el caso de la deformación permanente sucede lo contrario; para mezclas con porcentajes de vacíos menores al 3 %, la susceptibilidad a la deformación permanente es mayor.

## • **Granulometría**

Aunque la influencia del tamaño máximo del agregado no sea tan notable como el contenido de asfalto, la curva granulométrica puede influir a través de dos factores: el tamaño máximo del agregado y el tipo de curva, que puede ser continua o discontinua. Estos dos factores tienen influencia en el porcentaje de vacíos y, por ende, sobre la resistencia a la fatiga y la deformación permanente.

El porcentaje de vacíos del agregado mineral varía en función de la curva granulométrica. Para una curva más cercana a la línea de potencia 0,45 (curva de máxima densidad, llamada de Fuller), el porcentaje de vacíos es más bajo y la compacidad más fuerte.

## • **Forma y textura del agregado**

Son factores que también afectan la compacidad. Los agregados angulosos, con superficies rugosas, son frecuentemente más difíciles de compactar, lo que lleva a un menor volumen de vacíos para una misma energía de compactación, y en consecuencia un módulo de rigidez más bajo.

Para una misma energía de compactación y misma granulometría, las mezclas asfálticas constituidas por agregados redondeados y lisos presentan mayor porcentaje de vacíos y son fáciles de compactar; mientras que las mezclas con agregados triturados resultan con mayor porcentaje de vacíos.

Para una misma compacidad, parece no haber diferencias significativas en la duración de la vida a la fatiga entre mezclas con agregados redondeados y lisos, y mezclas con agregados triturados.

Para una misma energía de compactación, las mezclas asfálticas con agregados redondeados y lisos presentan un incremento en la compacidad y en la duración de la vida a la fatiga, a diferencia de las mezclas con agregados triturados.

- **Contenido de finos**

La incorporación de finos en las curvas granulométricas reduce el porcentaje de vacíos, con lo que el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica aumenta (Cepeda, 2002).

## 2 Relaciones volumétricas y gravimétricas en mezclas asfálticas

---

Es ampliamente reconocido que el comportamiento de la mezcla asfáltica es influenciado significativamente por las proporciones relativas de asfalto, agregado y aire (Coree, 1999).

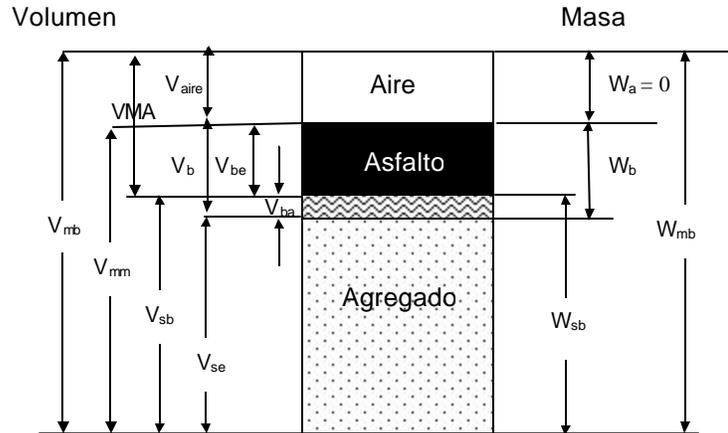
Las proporciones volumétricas, o estrictamente hablando, los parámetros volumétricos de la mezcla son los vacíos de aire ( $V_a$ ), vacíos en el agregado mineral (VMA), y los vacíos llenos con asfalto (VFA).

El presente capítulo describe el análisis volumétrico de la mezcla asfáltica, el cual asume un papel importante en muchos procedimientos de diseño de mezclas. Dicho análisis aplica tanto a mezclas elaboradas en laboratorio, como a probetas extraídas en campo.

### 2.1 Diagrama de fases

En una mezcla asfáltica se tienen tres fases; la sólida, que está formada por el agregado mineral; la líquida, que es el asfalto; y la fase gaseosa, que comprende al aire. Debido a que el agregado mineral, que forma parte de la mezcla asfáltica es poroso, una parte del asfalto es absorbido por los poros del agregado, por tanto, una porción del agregado y del asfalto comparten espacio; a esta porción se le llama asfalto absorbido. La consideración de la absorción de asfalto permite subdividir la fase de volumen del asfalto en volumen de asfalto efectivo y volumen de asfalto absorbido; y la fase de volumen del agregado, en volumen de agregado total y volumen de agregado efectivo. Con base en lo anterior y con relación a la Figura 2.1 se tiene que la suma de los volúmenes individuales ( $V_b+V_s$ ) es mayor que su volumen combinado ( $V_{b+s}$ ).

La Figura 2.1 muestra en forma esquemática el diagrama de fases utilizado para describir las propiedades de masa y volumen de una mezcla asfáltica compactada.



**Figura 2.1**  
**Diagrama esquemático de fases de una mezcla asfáltica compactada**  
**(Asphalt Institute SP-2,1996)**

Donde:

- $V_{mb}$  = volumen total de la mezcla compactada
- $V_{mm}$  = volumen de la mezcla sin vacíos
- $VMA$  = volumen de vacíos en el agregado mineral
- $V_{sb}$  = volumen total del agregado
- $V_{se}$  = volumen efectivo de agregado
- $V_{be}$  = volumen efectivo de asfalto
- $V_{ba}$  = volumen de asfalto absorbido
- $V_{aire}$  = volumen de aire
- $W_{mb}$  = masa total de la mezcla compactada
- $W_a$  = masa del aire
- $W_b$  = masa del asfalto
- $W_{sb}$  = masa total del agregado

Las fases de asfalto efectivo y de aire de la mezcla, se consideran como volumen de vacíos en el agregado mineral; y la fase de aire como el volumen de aire en la mezcla. Cuando los vacíos contienen únicamente asfalto ( $V_a=0$ ), se dice que los vacíos están llenos, y se estima que la mezcla ha alcanzado su densidad máxima teórica; cuando existe tanto aire como asfalto, se considera que parte de los vacíos están llenos con asfalto, y que la mezcla ha alcanzado un determinado grado de saturación.

La mezcla asfáltica compactada debe analizarse con base en el volumen, por tanto, es importante definir y entender cada uno de los volúmenes del diagrama de fases. A continuación se presentan las definiciones, y en la Figura 2.2 se ilustran dichos volúmenes para una mejor comprensión.

- Volumen de asfalto efectivo,  $V_{be}$ . Es el volumen de asfalto que cubre las partículas de agregado; es decir, es el asfalto que no es absorbido por los poros del agregado

- Volumen de asfalto absorbido,  $V_{ba}$ . Es el volumen de asfalto que es absorbido por los poros externos del agregado
- Volumen total del agregado,  $V_{sb}$ . Es el volumen total del agregado que comprende el volumen del sólido y el de los poros permeables al agua
- Volumen efectivo del agregado,  $V_{se}$ . Es el volumen del agregado que comprende el volumen del sólido y el de los poros permeables al agua no llenos con asfalto
- Volumen aparente del agregado,  $V_{sa}$ . Es el volumen del sólido del agregado, es decir, no incluye el volumen de los poros permeables al agua (Coree, 1999)

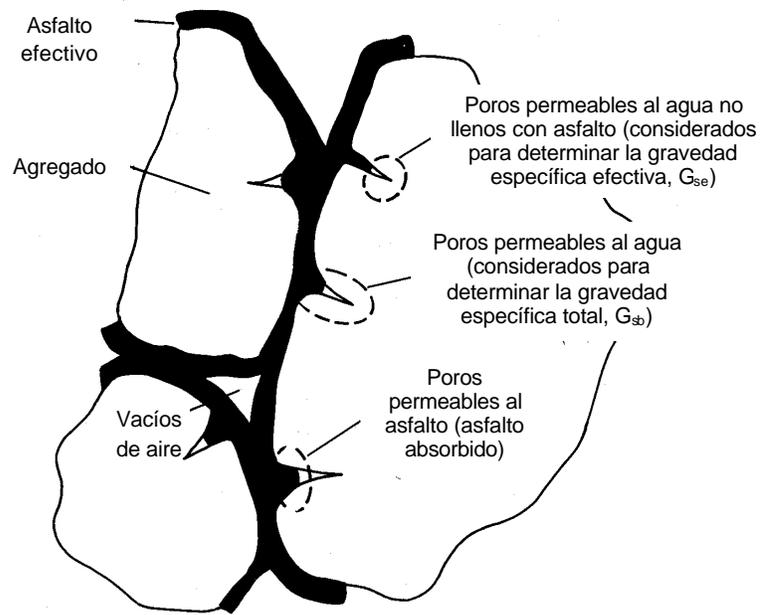


Figura 2.2

Ilustración del volumen de aire, volumen de asfalto efectivo y volumen de asfalto absorbido en una mezcla asfáltica compactada (Asphalt Institute MS-2, 1996)

## 2.2 Relaciones de masas y volúmenes

En Mecánica de Suelos se relaciona la masa de las distintas fases de un suelo con sus volúmenes correspondientes por medio del concepto de masa específica; es decir, por la relación entre la masa de la sustancia y su volumen (Juárez-Badillo y Rico Rodríguez, 1995).

Por otro lado, la masa específica del suelo se relaciona con la masa específica del agua destilada a una temperatura especificada, por medio del concepto de masa específica relativa o densidad relativa.

En mezclas asfálticas, la masa específica relativa se llama gravedad específica, o sea, la relación entre la masa de un volumen dado de una sustancia y la masa de igual volumen de agua; ambos, a la misma temperatura. Esta es la única propiedad del material a partir de la cual se puede determinar el volumen, conociendo la masa del material (FHWA, 1995).

A partir de la gravedad específica se determina la masa específica del material, como sigue:

$$G_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_w} \quad (2.1)$$

A su vez, la masa específica del material es:

$$\begin{aligned} \gamma_m &= \frac{W_m}{V_m} \\ G_m &= \frac{\gamma_m}{\gamma_w} = \frac{W_m}{V_m \gamma_w} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Donde

$G_m$  = gravedad específica del material

$\gamma_m$  = masa específica del material, g/cm<sup>3</sup>

$\gamma_w$  = masa específica del agua, que es igual a 1 g/cm<sup>3</sup>

$W_m$  = masa del material

$V_m$  = volumen del material

La Ecuación 2.2 se utiliza en mezclas asfálticas para calcular los parámetros volumétricos, así como en el cálculo de las gravedades específicas del agregado.

Debido a que en la mezcla asfáltica se considera la absorción de asfalto, se determinan tres tipos de gravedades específicas del agregado, dependiendo de los poros que se estima forman parte del volumen del agregado. Estas gravedades son la gravedad específica total, la gravedad específica aparente, y la gravedad específica efectiva.

### • Gravedad específica total del agregado, $G_{sb}$

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado (considera sólo el volumen de los poros permeables al agua) y la masa de igual volumen de agua; ambos a la misma temperatura (Figura 2.2) (FHWA, 1995).

Sin embargo, la mezcla consiste en fracciones de agregado grueso, agregado fino, y polvo; todos tienen gravedades específicas diferentes, por lo que es necesario determinar la gravedad específica para la combinación de agregado seleccionado mediante la siguiente ecuación:

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_N}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_N}{G_N}} \quad (2.3)$$

Donde:

$G_{sb}$  = gravedad específica total de la combinación de agregado seleccionado

$P_1, P_2, P_N$  = porcentajes individuales por masa de agregado

$G_1, G_2, G_N$  = gravedad específica total individual del agregado

La gravedad específica total del polvo resulta difícil de determinar; sin embargo, el error es usualmente insignificante cuando en su lugar se emplea la gravedad específica aparente del polvo.

Es importante señalar que la gravedad específica total del agregado debe medirse en laboratorio con la mayor precisión posible, pues ésta es usada para convertir las masas medidas a volúmenes; y cualquier error pequeño en el  $G_{sb}$  se reflejará en un error significativo en el cálculo de volúmenes, lo cual podría no ser descubierto (Asphalt Institute MS-2, 1996).

- **Gravedad específica aparente del agregado,  $G_{sa}$**

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado (considera sólo el volumen del sólido del agregado) y la masa de igual volumen de agua destilada, ambos a la misma temperatura (Figura 2.2) (FHWA, 1995).

Al igual que con la gravedad específica total, la gravedad específica aparente para la combinación de agregado seleccionado se calcula mediante la Ecuación 2.3.

- **Gravedad específica efectiva del agregado,  $G_{se}$**

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen unitario de agregado (considera sólo el volumen de los poros permeables al agua no llenos con asfalto) y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura (Figura 2.2) (FHWA, 1995).

Esta gravedad depende del volumen de asfalto absorbido, por lo que se determina a partir de la gravedad específica máxima teórica de la mezcla (en esta prueba se tiene un período de curado de la mezcla suelta, que permite la absorción de asfalto).

La gravedad específica efectiva, se calcula con la siguiente ecuación:

$$G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm}}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}} \quad (2.4)$$

Donde:

$G_{se}$  = gravedad específica efectiva de la combinación de agregado seleccionado

$P_{mm}$  = porcentaje de masa del total de la mezcla suelta = 100

$G_{mm}$  = gravedad específica máxima (ASTM D 2041 ó ASHTO T 209) de la mezcla suelta (sin vacíos de aire)

$P_b$  = contenido de asfalto, porcentaje con respecto al total de la mezcla

$G_b$  = gravedad específica del asfalto

El valor para la gravedad específica efectiva de un agregado debe ubicarse entre su gravedad específica total y su gravedad específica aparente. Cuando la gravedad específica efectiva está fuera de estos límites, se debe asumir que el valor es incorrecto, y se debe volver a determinar la gravedad específica máxima teórica para encontrar la causa del error (Asphalt Institute SP-2, 1996).

Otras gravedades específicas necesarias de determinar son las siguientes:

- **Gravedad específica del asfalto,  $G_b$**

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen dado de asfalto y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995).

- **Gravedad específica máxima teórica de la mezcla,  $G_{mm}$**

Es la relación entre la masa de un volumen dado de mezcla asfáltica sin vacíos de aire y la masa de igual volumen de agua, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995). También se llama gravedad específica RICE, en reconocimiento al investigador James Rice, quien desarrolló el método de prueba.

- **Gravedad específica total de la mezcla asfáltica compactada,  $G_{mb}$**

Es la relación entre la masa en el aire de un volumen dado de mezcla asfáltica compactada y la masa de igual volumen de agua destilada, ambos a la misma temperatura (FHWA, 1995).

## 2.3 Parámetros volumétricos

Los tres parámetros que han sido ampliamente usados y que forman parte de los requisitos de diseño de mezclas, son los vacíos en el agregado mineral (VMA); vacíos llenos con asfalto (VFA); y los vacíos de aire ( $V_a$ ).

Vacíos de aire,  $V_a$ . Es el volumen de los pequeños espacios de aire entre las partículas de agregado, cubiertas por asfalto en una mezcla asfáltica compactada.

Vacíos en el agregado mineral, VMA. Es el volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas de agregado en una mezcla asfáltica compactada.

Vacíos llenos con asfalto, VFA. Es la porción del volumen de espacio vacío intergranular (VMA) que es ocupado por el asfalto efectivo (Asphalt Institute SP-2, 1996).

Con referencia a la Figura 2.1 las siguientes relaciones pueden ser derivadas:

- Vacíos de aire. Es la relación entre el volumen de aire y el volumen total de la mezcla, esta relación es análoga a los vacíos de aire en Mecánica de Suelos. Se expresa como porcentaje:

$$V_a = \frac{V_{\text{aire}}}{V_{\text{mb}}} \times 100 \quad (2.5)$$

- Vacíos en el agregado mineral. Es la relación entre el volumen de asfalto efectivo más el volumen de aire y el volumen total de la mezcla compactada; esta relación es análoga al concepto de porosidad en Mecánica de Suelos. Se expresa como porcentaje:

$$VMA = \frac{V_{\text{be}} + V_{\text{aire}}}{V_{\text{mb}}} \times 100 \quad (2.6)$$

- Vacíos llenos con asfalto. Es la relación entre el volumen de asfalto efectivo y el volumen de vacíos en el agregado mineral de una mezcla compactada; esta relación es análoga al concepto de grado de saturación en Mecánica de Suelos. Se expresa como porcentaje:

$$VFA = \frac{V_{\text{be}}}{V_{\text{be}} + V_{\text{aire}}} = \frac{V_{\text{be}}}{VMA} = \frac{VMA - V_a}{VMA} \times 100 \quad (2.7)$$

- Contenido de asfalto. Es la relación entre la masa de asfalto y la masa total de la mezcla compactada; esta relación es análoga al contenido de agua en Mecánica de Suelos. Se expresa como porcentaje:

$$CA = \frac{W_b}{W_{mb}} \times 100 \quad (2.8)$$

El contenido de asfalto puede expresarse como un porcentaje de la masa total de la mezcla asfáltica, o como un porcentaje de la masa del agregado.

- Contenido de asfalto efectivo. Es la relación entre la masa de asfalto efectivo y la masa total de la mezcla compactada. Se expresa como porcentaje:

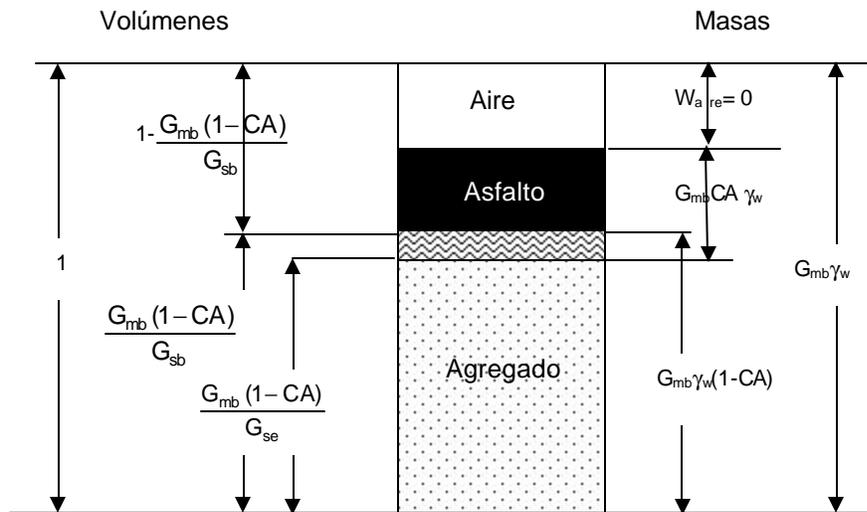
$$CA_e = \frac{W_{be}}{W_{mb}} \times 100 \quad (2.9)$$

- Contenido de asfalto absorbido. Es la relación entre la masa de asfalto absorbido y la masa total del agregado de la mezcla asfáltica compactada. Se expresa como porcentaje:

$$CA_a = \frac{W_{ba}}{W_{sb}} \times 100 \quad (2.10)$$

## 2.4 Fórmulas para calcular los parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica compactada

Al diagrama de la Figura 2.1 se le asigna un valor unitario (por ejemplo 1 m<sup>3</sup>, cm<sup>3</sup>, etc.) con masa conocida (por ejemplo kg o g). Este diagrama de fases se adapta bien a las unidades métricas, pues en este sistema, masa específica y gravedad específica son numéricamente iguales, ya que la masa específica del agua es muy cercana a 1 g/cm<sup>3</sup>, y su gravedad específica es 1 a 25°C (FHWA, 1995).



**Figura 2.3**  
**Diagrama de fases de una mezcla asfáltica compactada,**  
**adoptando un volumen unitario**

Aplicando la Ecuación 2.2

$$G_{mb} = \frac{W_{mb}}{V_{mb} \gamma_w}$$

$$W_{mb} = G_{mb} \gamma_w \quad (2.11)$$

Por definición de (2.8), en su forma decimal

$$CA = \frac{W_b}{W_{mb}}$$

Sustituyendo (2.11) en la expresión anterior, y despejando la masa del asfalto

$$W_b = G_{mb} CA \gamma_w \quad (2.12)$$

Del diagrama de la Figura 2.3

$$W_{sb} = W_{mb} - W_b$$

Sustituyendo las Ecuaciones 2.11 y 2.12 en la expresión anterior

$$W_{sb} = G_{mb} \gamma_w - G_{mb} CA \gamma_w$$

Agrupando términos

$$W_{sb} = G_{mb} \gamma_w (1-CA) \quad (2.13)$$

De la Ecuación 2.2 y sustituyendo la Ecuación 2.12

$$V_b = \frac{G_{mb} CA}{G_b} \quad (2.14)$$

De la Ecuación 2.2, y sustituyendo la Ecuación 2.13

$$V_{sb} = \frac{G_{mb} (1-CA)}{G_{sb}} \quad (2.15)$$

De la Ecuación 2.2, y sustituyendo la Ecuación 2.13

$$V_{se} = \frac{G_{mb} (1-CA)}{G_{se}} \quad (2.16)$$

Del diagrama de la Figura 2.3

$$V_{ba} = V_{sb} - V_{se}$$

Sustituyendo las Ecuaciones 2.15 y 2.16

$$V_{ba} = \frac{G_{mb} (1-CA)}{G_{sb}} - \frac{G_{mb} (1-CA)}{G_{se}}$$

Agrupando términos

$$V_{ba} = G_{mb} (1-CA) \frac{(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} \quad (2.17)$$

Del diagrama de la Figura 2.3

$$V_{be} = V_b - V_{ba}$$

Sustituyendo las Ecuaciones 2.14 y 2.17 en la expresión anterior

$$V_{be} = \frac{G_{mb} CA}{G_b} - \frac{G_{mb} (1-CA)(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} \quad (2.18)$$

Del diagrama de la Figura 2.3

$$V_{\text{aire}} = 1 - (V_b + V_{se})$$

Sustituyendo las Ecuaciones 2.14 y 2.16 en la expresión anterior

$$V_{\text{aire}} = 1 - \left( \frac{G_{mb} CA}{G_b} + \frac{G_{mb} (1 - CA)}{G_{se}} \right) \quad (2.19)$$

Por definición de 2.5

$$V_a = \frac{1 - \left( \frac{G_{mb} CA}{G_b} + \frac{G_{mb} (1 - CA)}{G_{se}} \right)}{1} \times 100$$

$$V_a = 1 - \left( \frac{G_{mb} CA}{G_b} + \frac{G_{mb} (1 - CA)}{G_{se}} \right) \times 100 \quad (2.20)$$

Por definición de 2.6

$$VMA = \frac{\left( \frac{G_{mb} CA}{G_b} - \frac{G_{mb} (1 - CA)(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} \right) + \left( 1 - \left( \frac{G_{mb} CA}{G_b} + \frac{G_{mb} (1 - CA)}{G_{se}} \right) \right)}{1}$$

Agrupando términos

$$VMA = 1 - \frac{G_{mb} (1 - CA)}{G_{sb}} \times 100 \quad (2.21)$$

De la Ecuación 2.2

$$W_{ba} = V_{ba} G_b \gamma_w$$

Sustituyendo 2.17 en la expresión anterior

$$W_{ba} = G_{mb} (1 - CA) \frac{(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} G_b \gamma_w$$

Por definición de 2.10 en su forma decimal

$$CA_a = \frac{G_{mb} (1 - CA) \frac{(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} G_b \gamma_w}{G_{mb} (1 - CA) \gamma_w}$$

Agrupando términos

$$CA_a = \frac{(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} G_b \times 100 \quad (2.22)$$

De la Ecuación 2.2

$$W_{be} = V_{be} G_b \gamma_w$$

Sustituyendo 2.18 en la expresión anterior

$$W_{be} = \left( \frac{G_{mb} CA}{G_b} - \frac{G_{mb} (1-CA)(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} \right) G_b \gamma_w$$

Por definición de 2.9 en su forma decimal

$$CA_e = \frac{\frac{G_{mb} CA}{G_b} G_b \gamma_w - \frac{G_{mb} (1-CA)(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} G_b \gamma_w}{G_{mb} \gamma_w}$$

Agrupando términos

$$CA_e = CA - (1-CA) \frac{(G_{se} - G_{sb})}{G_{sb} G_{se}} G_b \times 100$$

sustituyendo  $CA_a$  en la expresión anterior

$$CA_e = CA - (1-CA) CA_a \times 100 \quad (2.23)$$

Del diagrama de la Figura 2.3

$$G_{mm} = \frac{W_{mb} - W_a}{V_{mm} \gamma_w}$$

De la Ecuación 2.2 y sustituyendo la Ecuación 2.11 en la expresión anterior

$$G_{mm} = \frac{G_{mb} \gamma_w}{(1 - V_a) \gamma_w}$$

$$G_{mm} = \frac{G_{mb}}{(1 - V_a)} \quad (2.24)$$

## Ejemplo

De una mezcla compactada, se conocen las siguientes propiedades a 25 °C

$$G_{mb} = 2,329$$

$$G_{sb} = 2,705$$

$$G_{se} = 2,731$$

$$G_b = 1,015$$

C.A = 5% de la masa total de la mezcla

Si se asigna un volumen de 1g/cm<sup>3</sup> al volumen de la mezcla, queda

De 2.12

$$W_b = (2,329)(0,05)(1\text{cm}^3)(1\text{g/cm}^3)$$

$$W_b = 0,116 \text{ g}$$

De 2.13

$$W_{sb} = (2,329) (1\text{cm}^3)(1\text{g/cm}^3) (1-0,05)$$

$$W_{sb} = 2,213 \text{ g}$$

De 2.14

$$V_b = \frac{(2,329)(0,05)(1\text{cm}^3)}{1,015}$$

$$V_b = 0,115 \text{ cm}^3$$

De 2.15

$$V_{sb} = \frac{(2,329)(1-0,05)(1\text{cm}^3)}{2,705}$$

$$V_{sb} = 0,818 \text{ cm}^3$$

De 2.16

$$V_{se} = \frac{(2,329)(1-0,05)(1\text{cm}^3)}{2,731}$$

$$V_{se} = 0,810 \text{ cm}^3$$

De 2.17

$$V_{ba} = \frac{(2,329)(1\text{cm}^3)(1-0,05)(2,731-2,705)}{(2,705)(2,731)}$$

$$V_{ba} = 0,008 \text{ cm}^3$$

De 2.18

$$V_{be} = \frac{(2,329)(0,05)(1\text{cm}^3)}{1,015} - \frac{(2,329)(1\text{cm}^3)(0,95)(2,731-2,705)}{(2,705)(2,731)}$$

$$V_{be} = 0,107 \text{ cm}^3$$

De 2.20

$$V_a = 1 - \left( \frac{2,329(0,05)}{1,015} + \frac{2,329(1-0,05)}{2,731} \right) \times 100$$

$$V_a = 7,5\%$$

De 2.21

$$VMA = 1 - \frac{(2,329)(1-0,05)}{2,705} \times 100 = 18,2\%$$

De 2.7

$$VFA = \frac{18,2\% - 7,5\%}{18,2\%} \times 100$$

$$VFA = 58,8 \%$$

De 2.22

$$CA_a = \frac{(2,731 - 2,705)}{(2,705)(2,731)} 1,015 \times 100$$

$$CA_a = 0,36 \%$$

De 2.23

$$CA_e = 0,05 - (0,0036)(1-0,05) \times 100$$

$$CA_e = 4,7 \%$$

De 2.24

$$G_{mm} = \frac{2,329}{1-0,075} = 2,518$$

Resumiendo

$$V_a = 7,5 \%$$

$$VMA = 18,2 \%$$

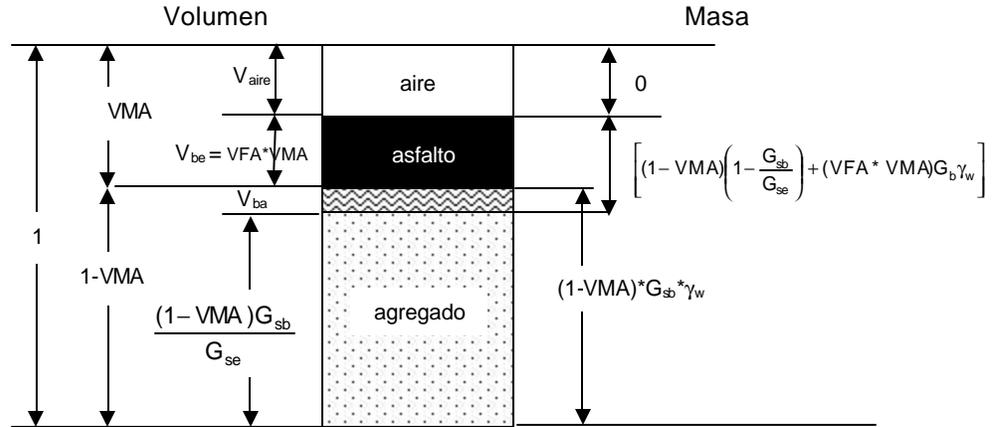
$$VFA = 58,2\%$$

Contenido de asfalto absorbido = 0,36%

Contenido de asfalto efectivo = 4,7%

Gravedad específica máxima teórica = 2,518

## 2.5 Fórmulas para calcular la gravedad específica de una mezcla asfáltica compactada, para diferentes contenidos de asfalto y vacíos llenos con asfalto



**Figura 2.4**  
Diagrama esquemático para correlaciones en mezclas asfálticas compactadas

Al diagrama de la Figura 2.4. se le asigna un valor unitario. Por medio de la definición 2.7, en su forma decimal, se tiene que  $V_{be} = VFA * VMA$  es lo que se indica en la Figura 2.4.

$$V_{be} = VFA * VMA \quad (2.25)$$

De la Ecuación 2.2

$$V_{se} = \frac{(1 - VMA) G_{sb} \gamma_w}{G_{se} \gamma_w} \quad (2.26)$$

Del diagrama de la Figura 2.4, y agrupando términos

$$V_{ba} = V_{sb} - V_{se}$$

$$V_{ba} = (1 - VMA) \left( 1 - \frac{G_{sb}}{G_{se}} \right) \quad (2.27)$$

Del diagrama de la Figura 2.4

$$V_b = V_{ba} + V_{be}$$

Sustituyendo las Ecuaciones 2.25 y 2.27 en la expresión anterior

$$V_b = (1 - VMA) \left( 1 - \frac{G_{sb}}{G_{se}} \right) + (VFA * VMA) \quad (2.28)$$

Del diagrama  $V_{sb} = 1 - VMA$  y de la Ecuación 2.2

$$W_{sb} = (1 - VMA) G_{sb} \gamma_w \quad (2.29)$$

De la Ecuación 2.8

$$W_b = V_b G_b \gamma_w$$

Sustituyendo la Ecuación 2.28 en la expresión anterior

$$W_b = \left[ (1 - VMA) \left( 1 - \frac{G_{sb}}{G_{se}} \right) + (VFA * VMA) \right] G_b \gamma_w \quad (2.30)$$

Por definición de 2.3 en su forma decimal

$$CA = \frac{W_b}{W_{mb}}$$

Sustituyendo las Ecuaciones 2.29 y 2.30 en la expresión anterior

$$CA = \frac{\left[ (1 - VMA) \left( 1 - \frac{G_{sb}}{G_{se}} \right) + (VFA * VMA) \right] G_b \gamma_w}{\left[ (1 - VMA) \left( 1 - \frac{G_{sb}}{G_{se}} \right) + (VFA * VMA) \right] G_b \gamma_w + (1 - VMA) G_{sb} \gamma_w}$$

Despejando VMA de la expresión anterior

$$VMA = \frac{C.A(G_b + G_{sb}) - G_b + \frac{G_{sb} G_b}{G_{se}} (1 - C.A)}{C.A(G_b + G_{sb}) - G_b + \frac{G_{sb} G_b}{G_{se}} (1 - CA) + VFA G_b (1 - C.A)} \times 100 \quad (2.31)$$

Despejando VFA de la Ecuación 2.31

$$VFA = \frac{(1 - VMA) \left[ CA(G_b + G_{sb}) + \frac{G_{sb} G_b}{G_{se}} (1 - CA) - G_b \right]}{VMA G_b (1 - CA)} \times 100 \quad (2.32)$$

$$G_{mb} = \left[ (1 - VMA) \left( 1 - \frac{G_{sb}}{G_{se}} \right) + (VFA * VMA) \right] G_b + (1 - VMA) G_{sb} \quad (2.33)$$

Con la Ecuación 2.33 se puede calcular la gravedad específica máxima teórica (VFA = 100%) y la gravedad específica total de una mezcla asfáltica compactada para diferentes contenidos de asfalto y porcentajes de vacíos llenos con asfalto (grados de saturación).

## 2.6 Influencia de la gravedad específica del agregado en la determinación de los parámetros volumétricos

Usar la gravedad específica efectiva para calcular el contenido de vacíos de aire y la gravedad específica total para estimar los vacíos en el agregado mineral en la mezcla asfáltica compactada es muy importante. Si se utilizan otras gravedades específicas se obtienen parámetros volumétricos muy diferentes que pueden hacer parecer que una mezcla cumple o no, con los requerimientos de diseño.

Si la gravedad específica total es usada, se asume que todos los poros permeables al agua son llenados con asfalto. Sin embargo, el asfalto no será absorbido dentro de todos los poros del agregado, y la mezcla tendrá un contenido de asfalto alto y un contenido de aire bajo.

Si se emplea la gravedad específica efectiva, únicamente los poros del agregado que absorben asfalto son tomados en cuenta. Al utilizar esta gravedad se está tomando en cuenta sólo el volumen de los poros que absorben asfalto.

Si se utiliza la gravedad específica aparente, no se toman en cuenta los poros permeables al agua ni al asfalto. Si el agregado absorbe asfalto, la mezcla podría tener un contenido de asfalto bajo y un contenido de aire alto (FHWA, 1997).

A continuación se ilustra el efecto que tiene en los cálculos de los parámetros volumétricos de la mezcla compactada, emplear gravedades específicas diferentes a las recomendadas.

$$G_{mb} = 2,436$$

$$G_{sb} = 2,651$$

$$G_{se} = 2,708$$

$$G_{sa} = 2,834$$

$$G_b = 1,011$$

CA = 5,9%, de la masa total de la mezcla

**a) Cálculo de los parámetros volumétricos, con base en  $G_{sb}$  y  $G_{se}$**

De la Ecuación 2.20

$$V_a = 1 - \left( \frac{(2,436)(0,059)}{1,011} + \frac{(2,436)(1-0,059)}{2,708} \right) \times 100$$
$$V_a = 1,1 \%$$

De la Ecuación 2.21

$$VMA = 1 - \frac{(2,436)(1-0,059)}{2,651} \times 100$$

$$VMA = 13,53\%$$

De la Ecuación 2.7

$$VFA = \frac{(13,5\% - 1,1\%)}{13,5\%} \times 100$$

$$VFA = 92 \%$$

**b) Cálculo de los parámetros volumétricos, con base en  $G_{sb}$**

De la Ecuación 2.20

$$V_a = 1 - \left( \frac{(2,436)(0,059)}{1,011} + \frac{(2,436)(1-0,059)}{2,651} \right) \times 100$$

$$V_a = -0,7 \%$$

De la Ecuación 2.21

$$VMA = 1 - \frac{(2,436)(1-0,059)}{2,651} \times 100$$

$$VMA = 13,53\%$$

De la Ecuación 2.7

$$VFA = \frac{(13,5\% - (-0,7\%))}{13,5\%} \times 100$$

$$VFA = 105 \%$$

**c) Cálculo de los parámetros volumétricos, con base en el  $G_{sa}$**

De la ecuación (2.20)

$$V_a = 1 - \left( \frac{(2,436)(0,059)}{1,011} + \frac{(2,436)(1-0,059)}{2,834} \right) \times 100$$

$$V_a = 4,9 \%$$

De la ecuación (2.21)

$$VMA = 1 - \frac{(2,436)(1 - 0,059)}{2,834} \times 100$$

$$VMA = 19,1\%$$

De la ecuación (2.7)

$$VFA = \frac{(19,1\% - 4,9\%)}{19,1\%} \times 100$$

$$VFA = 74,34 \%$$

**c) Cálculo de los parámetros volumétricos con base al  $G_{se}$**

De la ecuación (2.20)

$$V_a = 1 - \left( \frac{(2,436)(0,059)}{1,011} + \frac{(2,436)(1 - 0,059)}{2,708} \right) \times 100$$

$$V_a = 1,1 \%$$

De la ecuación (2.21)

$$VMA = 1 - \frac{(2,436)(1 - 0,059)}{2,708} \times 100$$

$$VMA = 15,4\%$$

De la ecuación (2.7)

$$VFA = \frac{(15,4\% - 1,1\%)}{15,4\%} \times 100$$

$$VFA = 93 \%$$

Resumiendo

Gravedad específica empleada		Parámetros volumétricos de la mezcla compactada		
		Porcentaje de vacíos en el agregado mineral $VMA = 1 - \frac{G_{mb}(1 - CA)}{G_{sb}} \times 100$	Porcentaje de vacíos de aire $V_a = 1 - \left( \frac{G_{mb} CA}{G_b} + \frac{G_{mb}(1 - CA)}{G_{se}} \right) \times 100$	Porcentaje de vacíos llenados con asfalto $VFA = \frac{VMA - V_a}{VMA} \times 100$
Total y efectiva	2,651 2,708	13,5%	1,1%	92%
Total	2,651	13,5%	-0,7%	105%
Aparente	2,834	19,1%	4,9%	74%
Efectiva	2,708	15,4%	1,1%	93%



## **3 Métodos de diseño de mezclas asfálticas**

---

El proceso de diseño de una mezcla asfáltica, independientemente del método de diseño utilizado, involucra la selección del agregado, selección del asfalto; compactación de los especímenes de prueba, el cálculo de los parámetros volumétricos; y la determinación del contenido de asfalto óptimo.

Existen varios métodos para diseño de mezclas; por varias décadas ha tenido gran difusión y aceptación el procedimiento conocido como método Marshall. Sin embargo, hoy en día, la confiabilidad de sus resultados es cuestionada, pues diversos estudios e investigaciones han concluido que se tienen problemas que derivan de la naturaleza empírica de los procedimientos de laboratorio que sustentan este método. Adicionalmente, el método Marshall no fue desarrollado pensando en el comportamiento de la mezcla asfáltica a lo largo del tiempo ni en el efecto que tienen otros aspectos importantes en su desempeño.

Por lo anterior, se llegó a la conclusión de que era necesario contar con un procedimiento alternativo, que permitiera un método de diseño más representativo y confiable, además de estar asociado a procedimientos y ensayos que evalúen el comportamiento y desempeño de la mezcla a lo largo del tiempo.

En respuesta a lo anterior, como parte del programa de investigación en carreteras SHRP (Strategic Highway Research Program), en los Estados Unidos se desarrolló un procedimiento de dosificación de mezclas asfálticas denominado SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavement). Actualmente en la mayoría de los estados de la Unión Americana y en algunos de Canadá se han implementado totalmente las especificaciones del asfalto, las especificaciones del agregado, y el procedimiento de diseño de la mezcla.

En este capítulo se presentan los requisitos de la mezcla que deben cumplirse para ambos métodos de diseño.

### **3.1 Método Marshall**

El método de diseño de mezclas Marshall fue formulado por Bruce Marshall, ingeniero de asfaltos del Departamento de Autopistas del estado de Mississippi. Posteriormente, el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, a través de una extensiva investigación y estudios de correlación, mejoró el procedimiento de prueba Marshall.

El método original de Marshall sólo es aplicable a mezclas asfálticas en caliente que contengan agregados con tamaño máximo de 25 mm (1"). Por su parte, el método Marshall modificado se desarrolló para tamaños de agregado mayores a 38 mm (1,5"); fue para diseño en laboratorio y control en campo de mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa. Debido a que la prueba de estabilidad es de naturaleza empírica, la importancia de los resultados, en

términos de estimar el comportamiento en campo, se pierde cuando se realizan modificaciones a los procedimientos estándar.

El método Marshall utiliza especímenes de prueba de 64 mm (2 ½”) de altura y 102 mm (4”) de diámetro. Se preparan usando un procedimiento específico para calentar, mezclar y compactar mezclas de asfalto-agregado (ASTM D1559). Los dos aspectos principales del método Marshall de diseño de mezclas son la densidad-análisis de vacíos y la prueba de estabilidad y flujo de los especímenes compactados.

La estabilidad del espécimen de prueba es la máxima resistencia en N (lb) que desarrollará cuando es ensayado a una temperatura de 60 °C. El valor de flujo es el movimiento total o deformación, en unidades de 0,25 mm (1/100”), que ocurre en el espécimen entre estar sin carga y el punto máximo de carga durante la prueba de estabilidad (Asphalt Institute MS-2, 1996).

El método Marshall sólo establece requisitos para la granulometría y los parámetros volumétricos de la mezcla. Los requisitos de calidad del agregado y del asfalto los fijan las dependencias encargadas del desarrollo de la infraestructura; en el caso de México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) es el organismo que establece los requisitos que deben cumplirse para diseño y control de mezclas asfálticas. En las Tablas 3.1 a 3.5 se presentan los requisitos señalados por la SCT para el material pétreo, material asfáltico, y granulometría en la elaboración de mezclas asfálticas.

### 3.1.1 Requisitos del agregado pétreo

**Tabla 3.1**  
**Requisitos de calidad del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (únicamente para SL  $\Sigma$  10<sup>6</sup>)**

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>
Densidad relativa, mínimo	2,4
Desgaste de los ángeles, %	35
Partículas alargadas y lajeadas, % máximo	40
Equivalente de arena, % mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua, % máximo	25

$\Sigma$ L = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento

Fuente: (SCT, 2003)

**Tabla 3.2**  
**Requisitos de calidad del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (únicamente para SL > 10<sup>6</sup>)**

Característica	Valor
Densidad relativa, mínimo	2,4
Desgaste de los ángeles, %	30
Partículas alargadas y lajeadas, % máximo	35
Equivalente de arena, % mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua, % máximo	25

ΣL = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento

Fuente: (SCT, 2003)

### 3.1.2 Requisitos del asfalto

**Tabla 3.3**  
**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 original				
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa.s(P <sup>(1)</sup> )	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 <sup>2</sup> /s, mínimo (1 mm <sup>2</sup> /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, 5s; 10 <sup>-1</sup> 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
<b>Del residuo de la prueba de la película delgada</b>				
Pérdida por calentamiento,% máximo	1	0,5	0,5	0,5
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa.s(P <sup>(1)</sup> ), máximo	200 (2 000)	400 (4 000)	800 (8 000)	1 200 (12 000)
Ductilidad a 25°C y 5 cmm/min; cm, mínimo	100	75	50	40
Penetración retenida a 25°C; %, mínimo	46	50	54	58

Fuente: (SCT, 2005)

### 3.1.3 Requisitos de la granulometría

**Tabla 3.4**  
**Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (únicamente para  $\Sigma L \leq 10^6$ )**

Malla		Tamaño				
Abertura mm	Designación	12,5 mm (1/2 ")	19 mm (3/4 ")	25 mm (1 ")	37,5 mm (1 1/2 ")	50 mm (2 ")
50	2"	---	---	---	---	---
37,5	1 1/2"	---	----	---	100	90-100
25	1"	---	----	100	90-100	76-90
19	3/4"	---	100	90-100	79-92	66-83
12,5	1/2"	100	90-100	76-89	64-81	53-74
9,5	3/8"	90-100	79-92	67-82	56-75	47-68
6,3	1/4"	76-89	66-81	56-71	47-65	39-59
4,75	No.4	68-82	59-74	50-64	42-58	35-53
2	No.10	48-64	41-55	36-64	30-42	26-38
0,85	No.20	33-49	28-42	25-35	21-31	19-28
0,425	No.40	23-37	20-32	18-27	15-24	13-21
0,25	No.60	17-29	15-25	13-21	11-29	9-16
0,15	No.100	12-21	11-18	9-16	8-14	6-12
0,075	No.200	7-10	6-9	5-8	4-7	3-6

$\Sigma L$  = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento  
 Fuente: (SCT, 2003)

**Tabla 3.5**  
**Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (para cualquier valor de  $\Sigma L$ )**

Malla		Tamaño				
Abertura mm	Designación	12,5 mm (1/2 ")	19 mm (3/4 ")	25 mm (1 ")	37,5 mm (1 1/2 ")	50 mm (2 ")
50	2"	---	---	---	---	100
37,5	1 1/2"	---	----	---	100	90-100
25	1"	---	----	100	90-100	74-90
19	3/4"	---	100	90-100	79-90	62-79
12,5	1/2"	100	90-100	72-90	58-71	46-60
9,5	3/8"	90-100	76-90	60-76	47-60	39-50
6,3	1/4"	70-81	56-69	44-57	36-46	30-39
4,75	No.4	56-69	45-59	37-48	30-39	25-34
2	No.10	28-42	25-35	20-29	17-24	13-21
0,85	No.20	18-27	15-22	12-19	9-16	6-13
0,425	No.40	13-20	11-16	8-14	5-11	3-9
0,25	No.60	10-15	8-13	6-11	4-9	2-7
0,15	No.100	6-12	5-10	4-8	2-7	1-5
0,075	No.200	2-7	2-6	2-5	1-4	0-3

$\Sigma L$  = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento  
 Fuente: (SCT, 2003)

### 3.1.4 Requisitos volumétricos

Los requisitos volumétricos de diseño Marshall son para un contenido de aire de 4%, y están basados en los volúmenes de tránsito estimados para la vida de diseño del pavimento y en los requisitos de compactación del espécimen. La Tabla 3.6 indica los requisitos volumétricos de la metodología Marshall.

**Tabla 3.6**  
**Requisitos volumétricos de mezclas Marshall**

Parámetro	Número de ejes equivalentes de diseño $SL^{(1)}$	
	$SL \times 10^6$	$10^6 SL \times 10^{(2)}$
<b>Número de golpes en cada una de las caras del espécimen</b>	<b>50</b>	<b>75</b>
Estabilidad; N (lb) mín	5338 (1 200)	8000 (1800)
Flujo; mm ( $10^{-2}$ in)	2-4 (8-16)	2-3,5 (8-14)
Porcentaje de vacíos de aire	3-5	3-5
Porcentaje de vacíos en el agregado mineral	Ver Tabla 3.7	
Porcentaje de vacíos llenos con asfalto	65-78	65-75

<sup>(1)</sup>  $SL$  = Número de ejes equivalentes de 8,2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento

<sup>(2)</sup> Para tránsitos mayores de  $10^7$  ejes equivalentes de 8,2 t, se requiere un diseño especial de la mezcla.

Fuente: (SCT, 2002)

**Tabla 3.7**  
**Porcentaje mínimo de vacíos en el agregado mineral (VMA)**

Tamaño máximo nominal del agregado		Porcentaje mínimo		
		Porcentaje de vacíos de aire de diseño		
mm	designación	3,0	4,0	5,0
9,5	3/8	14,0	15,0	16,0
12,5	½	13,0	14,0	15,0
19,0	¾	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

Fuente: (SCT, 2002)

Todas las propiedades medidas y calculadas con el contenido de asfalto son evaluadas comparándolas con los requisitos de la Tabla 3.1. Si todos se cumplen, entonces se tendrá el diseño preliminar de la mezcla asfáltica, en caso de que un criterio no cumpla, se hacen ajustes o se rediseña la mezcla.

## 3.2 Metodología SUPERPAVE

### 3.2.1 Requisitos del agregado

La metodología SUPERPAVE establece los requisitos de calidad del agregado a través de la evaluación de propiedades denominadas de consenso y de origen. La Tabla 3.8 muestra los requisitos de las propiedades de consenso.

**Tabla 3.8**  
**Requisitos de propiedades de consenso del agregado**

Millones de ESALs <sup>(1)</sup>	Angularidad del agregado grueso Porcentaje mínimo		Angularidad del agregado fino Porcentaje mínimo		Equivalente de arena Porcentaje mínimo	Partículas planas y alargadas Porcentaje máximo <sup>(3)</sup>
	Distancia desde la superficie <100 mm	Distancia desde la superficie > 100 mm	Distancia desde la superficie <100 mm	Distancia desde la superficie > 100 mm		
<0,3	55/-	-/-	-	-	40	-
0,3 < 3	75/-	50/-	40	40	45	10
3 < 10	85/80 <sup>(2)</sup>	60/-	45	40	45	
10 < 30	95/90	80/75	45	40	45	
≥ 30	100/100	100/100	45	45	50	

Notas:

(1) Los ESALs de diseño son los niveles de tránsito de proyecto esperado en el carril de diseño para un periodo de de 20 años. Independientemente de la vida de diseño actual de la carretera, determine los ESAL's de diseño para 20 años y selecciona el nivel  $N_{dis}$  apropiado.

(2) 85/80 indica que el 85% del agregado grueso tiene una o más caras fracturadas, y 80% tiene dos o más caras fracturadas.

(3) Criterio basado en una relación máxima a mínima de 5:1

Fuente: (C-SHRP, 1999)

En lo que respecta a las propiedades de origen no se establecen valores críticos, pues dichos valores son específicos de cada fuente de origen, los valores específicos son establecidos por las agencias locales. Sin embargo, se recomiendan valores para estas propiedades, los cuales se muestran en la Tabla 3.9.

**Tabla 3.9**  
**Valores recomendados para las propiedades de origen**

Desgaste de los Angeles Porcentaje máximo	Sanidad del agregado por el uso de sulfato de sodio o de magnesio Porcentaje máximo	Lentes de arcilla y partículas friables en agregado Porcentaje máximo
35 - 45	10 -20 <sup>(1)</sup>	0,2 - 10 <sup>(2)</sup>

(1) Para cinco ciclos

(2) Dependiendo de la composición exacta del contaminante

Fuente: (Asphalt Institute SP-2, 1996)

### 3.2.2 Requisitos del cemento asfáltico

La metodología SUPERPAVE establece una nueva especificación para los ligantes asfálticos con un nuevo conjunto de ensayos.

Estas nuevas especificaciones se basan en el desempeño del pavimento. El cemento asfáltico se especifica conforme a las temperaturas máxima y mínima que se esperan en el lugar de su aplicación. Las propiedades físicas exigidas se mantienen sin cambios; sin embargo varía la temperatura para la cual el cemento asfáltico debe cumplir esas propiedades. El cemento asfáltico se clasifica en grados de desempeño (PG), y temperaturas de servicio. El grado PG permite elegir el cemento asfáltico más adecuado para determinada obra, en función del clima dominante y de la magnitud del tránsito a que estará sujeta durante su vida útil. Por ejemplo, un cemento asfáltico clasificado como PG 64-22 tendrá un desempeño satisfactorio cuando trabaje a temperaturas tan altas como 64°C, y tan bajas como -22°C.

Los grados PG recomendados para el caso de México son PG 64-22; PG 70-22; y PG 76-22, dependiendo de la zona geográfica donde se pretenda utilizar (SCT,2005).

Otro aspecto clave en el sistema SUPERPAVE es que el comportamiento viscoelástico del asfalto se considera en sus especificaciones. La especificación  $G^*/\sin\delta$  representa una medida de la rigidez del asfalto a altas temperaturas, a la resistencia a las deformaciones permanentes; esta especificación se determina en el asfalto original; y la  $G^*\sin\delta$  representa una medida de la resistencia al agrietamiento por fatiga; esta especificación se determina en el asfalto envejecido para simular las condiciones de envejecimiento en un pavimento en servicio (Asphalt Institute SP-1, 1996).

### 3.2.3 Requisitos de la granulometría

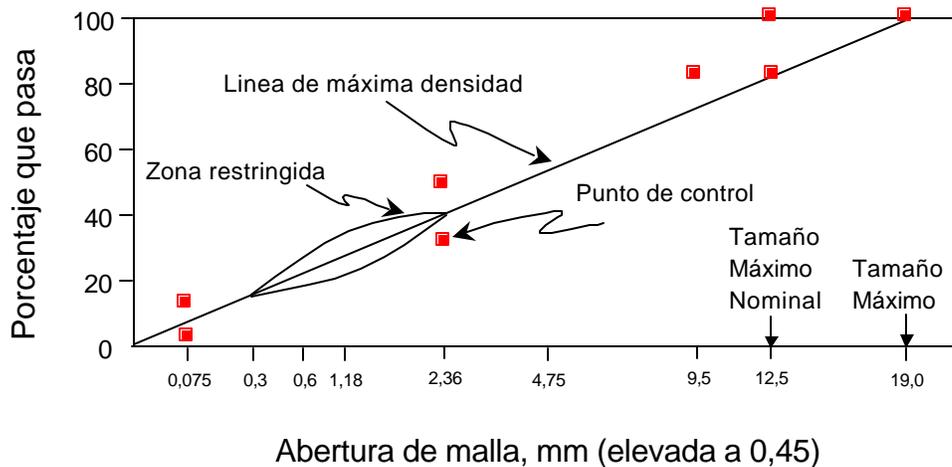
Para especificar la granulometría, con la metodología SUPERPAVE se emplea una curva granulométrica (llamada gráfica de Fuller), en la que la abertura de las mallas se eleva a la potencia (0,45), para definir la granulometría permitida de la distribución de tamaños acumulados de partículas de una mezcla de agregados.

Una característica importante de esta curva es la granulometría de máxima densidad, la cual representa la gradación para la cual las partículas de agregado se acomodan entre sí, conformando el arreglo volumétrico más compacto posible. La línea de máxima densidad se determina graficando una línea que une el origen con el punto donde el tamaño máximo de la malla intersecta la línea que corresponde al porcentaje que pasa el 100%.

Para especificar la granulometría del agregado, se emplean dos conceptos adicionales: puntos de control, y una zona restringida. Los puntos de control son puntos de paso obligado para la curva granulométrica, y corresponden al tamaño

máximo nominal; un tamaño intermedio (2,36 mm); y un tamaño de finos (0,075 mm).

La zona restringida se ubica entre los tamaños intermedios (4,75, 2,36 mm, y 0,3 mm). Forma una banda por la cual la curva granulométrica no debe pasar. Las granulometrías que violan la zona restringida poseen un esqueleto granular débil que depende demasiado de la rigidez del cemento asfáltico para alcanzar una mezcla con buena resistencia al corte. La Figura 3.1 muestra la curva de máxima densidad, los puntos de control, y la zona restringida para un tamaño máximo de agregado de 19 mm.



**Figura 3.1**  
**Curva de máxima densidad y límites para la granulometría con un tamaño máximo de agregado de 19 mm**

Un diseño de la estructura del agregado que pase entre los puntos de control y evite la zona de restricción, satisface los requisitos granulométricos del método SUPERPAVE.

Los valores de los puntos de control y de la zona restringida están referenciados a cinco designaciones que la metodología SUPERPAVE establece; en las cuales se proponen los tamaños máximos nominales más utilizados y los criterios correspondientes a dichos puntos (Asphalt Institute SP-2,1996).

En la Tabla 3.10 se presentan las cinco designaciones propuestas en la metodología SUPERPAVE.

**Tabla 3.10**  
**Designaciones de las mezclas SUPERPAVE**

<b>Designación SUPERPAVE</b>	<b>Tamaño máximo nominal</b>	<b>Tamaño máximo</b>
37,5 mm	37,5	50,0
25,0 mm	25,0	37,5
19,0 mm	19,0	25,0
12,5 mm	12,5	19,0
9,5 mm	9,5	12,5

Fuente: (Asphalt Institute SP-2, 1996)

### 3.2.4 Requisitos de compactación

Una de las principales diferencias que distinguen al método SUPERPAVE del Marshall, es la forma de compactación en laboratorio de los especímenes; la tecnología tradicional emplea el martillo Marshall, mientras que el SUPERPAVE emplea el compactador giratorio, el cual compacta los especímenes mediante un proceso de amasado, que es más representativo de las condiciones de campo. Los parámetros del compactador giratorio integran la Tabla 3.11.

Los especímenes de prueba son compactados al número de giros de diseño ( $N_{\text{diseño}}$ ) seleccionado. La selección del número de giros se define en función del número de ejes equivalentes (ESAL) del proyecto. En la Tabla 3.12 se presentan los diferentes rangos de valores establecidos para el número de giros.

Adicionalmente, se deben compactar especímenes al número máximo de giros ( $N_{\text{máxima}}$ ) para verificar el porcentaje de  $G_{\text{mm}}$  de la mezcla compactada (Tabla 3.13).

**Tabla 3.11**  
**Especificaciones del compactador giratorio SUPERPAVE**

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Esfuerzo vertical	600 kPa
Ángulo de giro	1,25 °
Velocidad de giro	30 rpm

Fuente: (Asphalt Institute SP-2, 1996)

**Tabla 3.12**  
**Especificaciones de la compactación giratoria SUPERPAVE**

ESALde diseño, millones	Parámetros de compactación		
	N <sub>inicial</sub>	N <sub>diseño</sub>	N <sub>máxima</sub>
<0,3	6	50	75
0,3 < 3	7	75	115
3 < 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

Fuente: (SP-2 Asphalt Institute, 1996)

El número de giros inicial (N<sub>inicial</sub>) representa el acomodo de la mezcla durante la compactación; el número de giros de diseño (N<sub>diseño</sub>), la compactación de campo y el número máximo de giros (N<sub>máximo</sub>), la compactación alcanzada por la mezcla al final de la vida útil del pavimento.

Otros requisitos concernientes a la compactación de los especímenes, son las temperaturas de mezclado y compactación. Para definir dichas temperaturas se requiere medir la viscosidad rotacional del asfalto para al menos dos temperaturas. El SUPERPAVE especifica realizar ensayos de viscosidad rotacional a 135 y 165 °C, aunque pueden hacerse mediciones adicionales a otras temperaturas. Los valores de los rangos de viscosidades permanecen iguales a los señalados para otros métodos de diseño, pero con unidades diferentes. El rango para la temperatura de mezclado es de  $0,17 \pm 0,02$  Pa.s; y  $0,28 \pm 0,03$  Pa.s para la temperatura de compactación (Asphalt Institute SP-2, 1996).

### 3.2.5 Requisitos volumétricos

Los valores mínimos especificados en el SUPERPAVE para los parámetros volumétricos de la mezcla se muestran en la Tabla 3.13.

**Tabla 3.13**  
**Requisitos volumétricos del diseño de mezclas SUPERPAVE**

ESAL de diseño (millones)	Densidad requerida (porcentaje de G <sub>mm</sub> )			VMA Porcentaje mínimo					VFA Porcentaje mínimo
	N <sub>inicial</sub>	N <sub>diseño</sub>	N <sub>máxima</sub>	Tamaño nominal máximo (mm)					
				37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	
<0,3	≤ 91,5	96,0	< 98,0	11,0 <sup>(4)</sup>	12,0	13,0	14,0	15,0	70-80 <sup>(2)</sup>
0.3<3	≤ 90.5								65-75 <sup>(2)</sup>
3<10	≤ 89,0								65-75 <sup>(3)</sup>
10<30									
≥30									

<sup>(1)</sup> Los ESAL de diseño son los niveles de tránsito de proyecto esperado, para un periodo de diseño de 20 años.

<sup>(2)</sup> Para mezclas de agregado de tamaño nominal máximo de 9,5 mm, el rango de VFA especificado debe ser de 73% a 76% para los niveles de tránsito de diseño ≥ 3 millones de ESALs

<sup>(3)</sup> Para mezclas de agregado de tamaño nominal máximo de 25 mm, los límites inferiores especificados de VFA deben ser de 66% para niveles de tránsito de diseño < 3 millones de ESALs

<sup>(4)</sup> Para mezclas de agregado de tamaño nominal máximo de 37,5 mm los límites inferiores especificados de VFA deben ser de 63% para todos los niveles de tránsito de diseño.

Fuente: (C-SHRP, 1999)

Conviene señalar que en investigaciones recientes realizadas por Christensen (Christensen, et al, 2004) para el National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) de los Estados Unidos, se recomienda que los valores mínimos de VMA de las mezclas diseñadas de acuerdo con el sistema SUPERPAVE se incrementen en 1 % para asegurar una adecuada resistencia a la fatiga.

### **3.2.6 Requisitos de la proporción de polvo y susceptibilidad a la humedad**

Otros requisitos del SUPERPAVE son la proporción de polvo en la mezcla y la susceptibilidad a la humedad.

La proporción de polvo se calcula dividiendo el porcentaje en peso del agregado más fino que la malla de 0,075 mm, entre el contenido de asfalto efectivo con respecto a la masa total de la mezcla. La relación de polvo-asfalto debe estar entre 0,6 y 1,6 (C-SHRP, 1999).

La susceptibilidad a la humedad se evalúa mediante el ensayo de resistencia a la tensión indirecta en especímenes en condición seca y húmeda; el valor mínimo requerido de relación de resistencia a la tensión (TSR) es de 0,80 (Asphalt Institute SP-2, 1996) para especímenes compactados en laboratorio.

### **3.2.7 Ensayos de comportamiento**

Otra de las diferencias importantes de la metodología SUPERPAVE con respecto a otras tecnologías de diseño es que establece ensayos de comportamiento de la mezcla asfáltica compactada, con el fin de evaluar su desempeño a largo plazo. La ejecución de ensayos depende de los niveles de tránsito. Para niveles de tránsito bajo ( $ESAL's < 10^6$ ) no se requieren ensayos de comportamiento, mientras que para niveles de tránsito intermedio ( $10^6 < ESAL's \leq 10^7$ ) y alto ( $ESAL's > 10^7$ ), es necesario aplicar pruebas de comportamiento.

Los ensayos de comportamiento establecidos en el SUPERPAVE para evaluar la deformación permanente son: el ensayo de deformación específica uniaxial, corte repetido a altura constante; corte simple a altura constante; corte repetido a una relación de tensiones constante; y barrido de frecuencias a altura constante. Mientras que el ensayo para evaluar el fisuramiento por fatiga y por baja temperatura, es el ensayo de tensión indirecta.

Conviene señalar que los ensayos para evaluar el comportamiento a la deformación permanente establecidos en el SUPERPAVE no han sido implementados en su totalidad en los Estados Unidos, ya que son complejos de realizar. A la fecha se continúa investigando para encontrar un ensayo de comportamiento sencillo y fácil de llevar a cabo.



## **4 Ensayos para caracterizar el comportamiento de mezclas asfálticas**

---

Los ensayos de comportamiento se emplean para relacionar el diseño de la mezcla con el comportamiento de campo. En este capítulo se describirán brevemente los métodos para caracterizar las propiedades fundamentales de la mezcla, así como los usados por varios investigadores y organizaciones para caracterizar el comportamiento de la misma en laboratorio.

### **4.1 Ensayos de caracterización de la mezcla asfáltica**

Los tres ensayos fundamentales de caracterización de mezclas asfálticas son:

- a) Gravedad específica total
- b) Gravedad específica máxima teórica
- c) Contenido de asfalto/granulometría

#### **4.1.1 Gravedad específica total (densidad)**

El procedimiento comúnmente usado para determinar la gravedad específica total de un espécimen compactado, es el basado en el principio de Arquímedes. El volumen del espécimen se calcula a partir de su masa (1) en un baño con agua y (2) fuera del baño con agua. La diferencia en masas se utiliza después para calcular la masa del agua desplazada, la cual se convierte a volumen usando la gravedad específica del agua. El volumen del espécimen se determina por medio de la masa del espécimen saturado y superficialmente seco; la masa del espécimen, mediante el uso de parafina; la masa del espécimen, mediante el uso de parafilm y la masa del espécimen mediante el sellado al alto vacío (Muench, 2003).

La determinación de la masa del espécimen saturado y superficialmente seco es la más común y más fácil de realizar; se emplea en mezclas asfálticas compactadas de granulometría densa con contenidos de vacíos de aire menores al 6%, o con porcentajes de absorción de la mezcla asfáltica compactada menores al 2%; mientras que los demás se utilizan en mezclas asfálticas con contenidos de aire mayores al 8%, o porcentajes de absorción de la mezcla asfáltica compactada mayores al 2%.

#### **4.1.2 Gravedad específica máxima teórica**

La gravedad específica máxima teórica se determina tomando una muestra secada en el horno en condición suelta (condición contraria a la compactada), pesándola y luego sumergiéndola completamente en un baño con agua a 25 °C.

Después se aplica un vacío durante 15 minutos para retirar el aire atrapado. El volumen de la muestra se calcula restando la masa en el agua de la masa seca.

Es importante señalar que la gravedad específica máxima teórica y la gravedad específica total de la mezcla asfáltica debe medirse en laboratorio con la mayor precisión, pues un error pequeño en cualquiera de estos dos parámetros, se reflejará en un error significativo en el cálculo de los parámetros volumétricos, lo cual podría no ser descubierto.

### 4.1.3 Contenido de asfalto y granulometría

El contenido de asfalto y los ensayos de granulometría pueden ser usados para el control de calidad de la mezcla asfáltica, para aceptación o análisis forense. Los tres principales métodos son: extracción del solvente, nuclear e ignición en horno.

## 4.2 Ensayos para caracterizar el comportamiento

Los ensayos para caracterizar la mezcla asfáltica permiten conocer su comportamiento, y cómo cambia a lo largo de la vida del pavimento. Dichos parámetros son:

- a) *Resistencia a la deformación permanente (roderas)*. Es un parámetro que depende principalmente del diseño de la mezcla asfáltica. Por esta razón, la mayoría de los ensayos de comportamiento se concentran en la predicción de la resistencia a la deformación permanente
- b) *Vida a la fatiga*. Un parámetro importante que depende tanto del diseño estructural y de la subrasante de apoyo, como del diseño de la mezcla
- c) *Resistencia a la tensión*. Se relaciona con el agrietamiento de la mezcla asfáltica, especialmente para bajas temperaturas
- d) *Rigidez*. La relación esfuerzo-deformación de la mezcla se caracteriza por el módulo elástico o resiliente
- e) *Susceptibilidad a la humedad*. La evaluación de la susceptibilidad a la humedad sirve para identificar si una combinación de ligante asfáltico y agregado, es susceptible a la acción del agua (Muench, 2003)

### 4.2.1 Ensayos para caracterizar la deformación permanente (roderas)

El método de diseño Marshall utiliza un ensayo empírico (estabilidad y flujo) para caracterizar el comportamiento a la deformación permanente, mientras que en el SUPERPAVE se recurre a ensayos de comportamiento más fundamentados. Sin embargo, estos ensayos propios del SUPERPAVE para caracterizar la deformación permanente, todavía no han sido implementados en su totalidad. Los ensayos de comportamiento descritos a continuación se emplean por algunos

investigadores y organizaciones a fin de complementar el ensayo Marshall, así como para sustituir los ensayos para caracterizar la deformación permanente del SUPERPAVE.

Estos ensayos de comportamiento se clasifican en ensayos de simulación y fundamentales.

- **Ensayos de simulación**

Este tipo de ensayos trata de simular la carga de tránsito aplicada a un pavimento. Los resultados del ensayo aunque pueden correlacionarse bien con las mediciones de roderas del pavimento en servicio, no miden ningún parámetro fundamental del material.

El equipo utilizado para este tipo de ensayo se llama rueda de laboratorio, y mide las roderas haciendo pasar repetidamente una rueda pequeña cargada sobre un espécimen compactado de mezcla asfáltica. Las roderas en el espécimen de ensayo se correlacionan con respecto a las roderas del pavimento en servicio. Los aparatos de rueda de laboratorio pueden usarse también para evaluar el agrietamiento por fatiga y la susceptibilidad a la humedad (comparando los resultados del ensayo seco y húmedo). Algunos de estos aparatos son: la rueda de Hamburgo (HWTD); el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA); la rueda del Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC); y la rueda del Laboratorio de la Universidad de Purdue (Muench , 2003).

- **Ensayos fundamentales**

Estos ensayos tratan de caracterizar a la mezcla asfáltica midiendo parámetros que definen su comportamiento, bajo carga. Mediante modelos teóricos basados en dichos parámetros, se puede estimar el número de aplicaciones de carga que podrá soportar la mezcla, antes de que se produzca una deformación excesiva (Cepeda, 2002).

Los ensayos fundamentales se clasifican en ensayos de creep estático; ensayos de carga repetida; ensayos de módulo dinámico; y ensayos de carga cortante. En los ensayos de creep estático se aplica una carga axial estática, y se mide como se recupera el espécimen cuando la carga es retirada. En los ensayos de carga repetida, se aplica una carga cíclica axial al espécimen a una frecuencia constante para muchas repeticiones (frecuentemente más de 1 000) y se miden la deformación recuperable del espécimen y la deformación permanente. Estos ensayos también pueden ser diametrales. De estos ensayos se puede calcular el módulo resiliente de la mezcla asfáltica compactada.

En los ensayos de módulo dinámico se aplica una carga axial al espécimen sobre un rango de frecuencias (usualmente 1, 4 y 16 Hz) para 30 y 45 segundos. Este ensayo también puede ser diametral. El ensayo de módulo dinámico mide la relación esfuerzo-deformación, dicha relación es definida por un número llamado

“número complejo“(E\*), el cual es un indicador de las propiedades viscosas (dinámicas) de la mezcla asfáltica. También, se puede medir el ángulo de fase del espécimen ( $\delta$ ), el cual es una propiedad fundamental. Sin embargo, este ensayo es más difícil de llevar a cabo que el de carga repetida, ya que se requiere un sistema de medición de deformación más exacto.

Los ensayos de creep, carga repetida, y módulo dinámico pueden ser confinados o no confinados, y realizados a diferentes temperaturas (Muench , 2003).

## **4.2.2 Ensayos para caracterizar la vida a la fatiga**

Las propiedades a la fatiga de la mezcla asfáltica son importantes debido a que uno de los modos de falla es la fisuración por fatiga. Las pruebas de flexión (a 2, 3 y 4 puntos) se utilizan para caracterizar la fatiga de las mezclas asfálticas. Estas pruebas consisten en someter una viga de mezcla asfáltica a flexión repetida hasta la falla. De dichas pruebas se obtienen las leyes de fatiga y módulos de rigidez a fatiga (Cepeda A J, 2002).

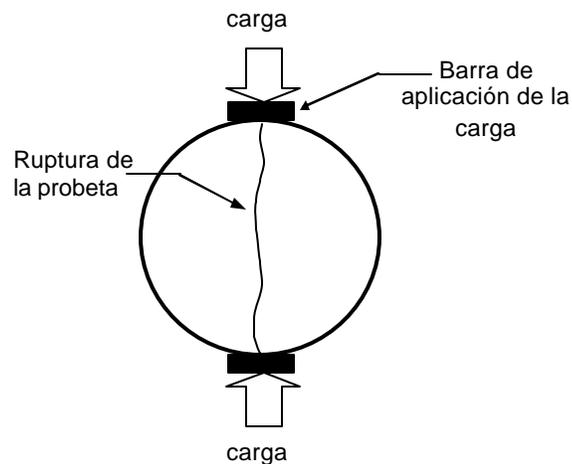
## **4.2.3 Ensayos para caracterizar la resistencia a la tensión**

El ensayo más ampliamente empleado para evaluar la resistencia a la tensión de la mezcla asfáltica, es el de tensión indirecta. Con este ensayo se obtienen la deformación unitaria a tensión y el módulo de rigidez a tensión, parámetros primordiales. Mediante modelos teóricos basados en dichos parámetros, se puede calcular el número de aplicaciones de carga que podrá resistir la mezcla antes de que se produzca la falla por fatiga.

La resistencia a la tensión es un buen indicador del potencial de agrietamiento. Una deformación alta a la falla, indica que la mezcla asfáltica puede tolerar deformaciones altas antes de fallar, lo cual significa que probablemente resistirá más el agrietamiento que una mezcla con una deformación baja a la falla. Además, la medición de la resistencia a la tensión antes y después del acondicionamiento en agua es un indicador de la susceptibilidad a la humedad (Muench, 2003).

El ensayo de tensión indirecta consiste en aplicar una carga de compresión a lo largo de los ejes diametrales del espécimen cilíndrico. La magnitud de la carga es de al menos 100 kN, y ésta debe ser aplicada a una velocidad de deformación constante de 50 mm por minuto hasta la falla. La carga se aplica por medio de dos barras, debido a la forma cilíndrica de la probeta; la carga de compresión se transforma en un esfuerzo de tensión. Durante el ensayo, la carga y la deformación son registradas hasta que ocurre la falla del espécimen.

El ensayo puede realizarse a temperaturas de -10 °C, 4 °C y 20 °C para un análisis completo.



**Figura 4.1**  
**Ruptura de un espécimen en el ensayo de tensión indirecta**

La relación entre la altura y el diámetro del espécimen debe ser mayor a 0,33 mm. Para un espécimen de 150 mm de diámetro, la altura mínima es de 50 mm (FHWA, 1995).

#### 4.2.4 Ensayos para caracterizar la rigidez

Los ensayos de rigidez se emplean para determinar el módulo elástico o resiliente de la mezcla asfáltica a diferentes temperaturas. El módulo de resiliencia es un parámetro imprescindible para el dimensionamiento de los pavimentos. Los ensayos de carga repetida se usan para determinar el módulo resiliente (Muench, 2003).

#### 4.2.5 Ensayos para caracterizar la susceptibilidad a la humedad

A la fecha no hay un ensayo que haya logrado una amplia aceptación para evaluar el efecto de la humedad en una mezcla, comparando los resultados de los ensayos húmedo y seco. El SUPERPAVE recomienda el ensayo de Lottman modificado como el ensayo más apropiado.

El ensayo de Lottman modificado, básicamente compara los resultados del ensayo de resistencia a la tensión indirecta de una muestra seca y de una muestra expuesta al agua/congelamiento/deshielo. La muestra en agua se somete a saturación por vacío, un ciclo de congelamiento opcional, seguido por un ciclo de congelamiento y humedecimiento en agua, antes de ser ensayado en resistencia a tensión indirecta (AASHTO, 2000<sup>a</sup>). Los resultados del ensayo se reportan como la relación de resistencia a la tensión:

$$\text{TSR} = \frac{S_2}{S_1}$$

Donde:

TSR = relación de resistencia a la tensión  
S<sub>1</sub> = resistencia a la tensión promedio de la muestra seca  
S<sub>2</sub> = resistencia a la tensión promedio de la muestra acondicionada

Además del ensayo de Lottman modificado, se usan los aparatos de la rueda de Hamburgo (HWTD), o el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA) para ensayos de susceptibilidad a la humedad, pues estos pueden llevarse a cabo dentro y fuera de un baño de agua templada (Muench, 2003).

De todos los ensayos mencionados, los de simulación (rueda cargada) son los más utilizados actualmente para caracterizar la profundidad de la rodera, ya que son fáciles de realizar, se correlacionan bien con los datos de campo, la carga y la temperatura de ensayo son representativos de las condiciones de campo actuales.

En cuanto a la caracterización de la fisuración por fatiga, el ensayo de tensión indirecta es el más común debido a que es fácil y rápido de realizar. Es importante mencionar que puede efectuarse con el equipo Marshall utilizado para realizar el ensayo de estabilidad y flujo, sólo se requiere de una placa y de dos barras metálicas para aplicar la carga.

## 5 Descripción del experimento y resultados

### 5.1 Caracterización de los materiales utilizados

La caracterización de los materiales consistió en evaluar las propiedades físicas del agregado pétreo y del asfalto, de acuerdo con la metodología SUPERPAVE.

#### 5.1.1 Agregado pétreo

El agregado pétreo utilizado para elaborar la mezcla asfáltica es producto de la trituración de roca basáltica, y proviene del banco La Cañada, ubicado en la localidad de Saldarriaga en el Marqués, Qro.

Los ensayos realizados al agregado son los especificados por SUPERPAVE para evaluar las propiedades de consenso y las propiedades de origen. La Tabla 5.1 muestra los resultados.

**Tabla 5.1**  
**Resultados de las propiedades de consenso y de origen del agregado**

Prueba	Resultado	Especificación*
Angularidad del agregado grueso (ASTM D 5821)	100/100	100/100% mín.
Angularidad del agregado fino (ASTM C 1252)	41,5%	45% mín.
Equivalente de arena (ASTM D 2491)	75%	50 % mín.
Partículas planas y alargadas (ASTM D 4791)	2%	10% máx.
Desgaste de los Ángeles (ASTM C 131)	16%	35-45% máx.
Sanidad del agregado por el uso del sulfato de sodio o de magnesio (ASTM C 88)	7%	10-20% máx.

\*Para un nivel de tránsito >30 millones de ESAL de diseño

#### 5.1.2 Cemento asfáltico

El cemento asfáltico utilizado fue un AC-20 de la refinería de Salamanca; los ensayos fueron viscosidad rotacional y corte dinámico para determinar el grado de desempeño a alta temperatura, y se realizaron en el laboratorio de la refinería de PEMEX de Salamanca. Los resultados se presentan en la Tabla 5.2.

También se realizaron ensayos de viscosidad rotacional a diferentes temperaturas para determinar las temperaturas de mezclado y compactación.

**Tabla 5.2**  
**Propiedades del cemento asfáltico**

Prueba	Temperatura de prueba	Resultado de prueba	Especificación
Viscosidad (ASTM D 4402)	135°C	0,52	Máx. 3 Pa.s
Corte dinámico, $G^*/\text{sen}\delta$ (kPa)	64°C	1,39	Mín. 1 kPa
Gravedad específica (ASTM D70)		1,03	---
Rango de temperatura de mezclado (°C)		153 - 158	---
Rango de temperatura de compactación (°C)		144 - 148	---

Con base en los resultados de la Tabla 5.2, el cemento asfáltico se clasifica como un PG-64.

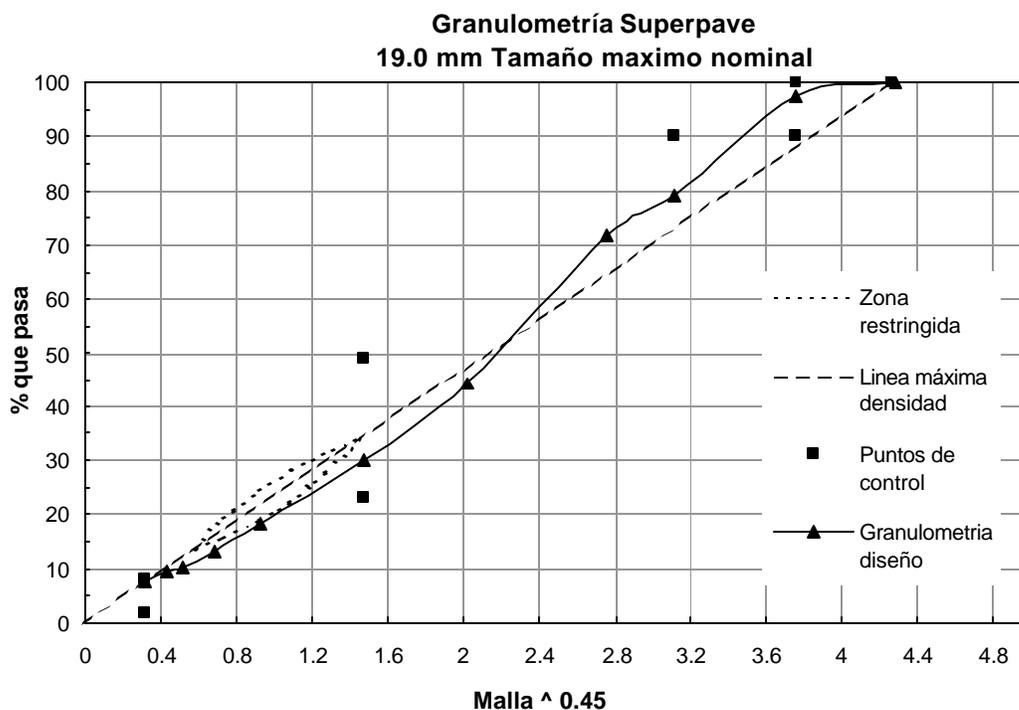
Únicamente se realizaron los ensayos correspondientes para determinar el grado de desempeño a alta temperatura, ya que se considera que el principal deterioro de las carreteras en México resulta de las deformaciones permanentes, las cuales son asociadas a altas temperaturas del pavimento.

### 5.1.3 Granulometría seleccionada

Al material (3/4"-No 4, 3/8 a No 4, No 4-Pasa 200) muestreado de las pilas de acopio del banco de materiales, se le determinó su granulometría. Con las granulometrías individuales de cada fracción se calculó la proporción de material requerido de cada una de las fracciones para obtener una muestra de 16 kg aproximadamente. Se mezcló el material en las proporciones calculadas y se determinó la granulometría de acuerdo con el método de prueba ASTM C 136. Luego se verificó que la granulometría cumpliera con los requisitos del SUPERPAVE. La Tabla 5.3 y la Figura 5.1 muestran la granulometría utilizada.

**Tabla 5.3**  
**Granulometría de estudio**

Malla		Granulometría
Pulgadas	mm	Porcentaje que pasa
1	25,4	100
¾	19,0	97,3
½	12,5	79,3
3/8	9,50	72
No.4	4,75	44,3
No.8	2,36	30
No.20	0,85	18,4
No.40	0,425	13,1
No.70	0,225	10,1
No.100	0,150	9,4
No.200	0,075	7,7



**Figura 5.1**  
**Granulometría del estudio, metodología SUPERPAVE**

Una vez seleccionada la granulometría de diseño se realizaron ensayos a las fracciones de agregado (gruesos, finos y polvo) para determinar su gravedad específica de acuerdo con el método de prueba ASTM C127, ASTM C 128 y ASTM C 854, respectivamente. Los resultados se muestran en la Tabla 5.4.

**Tabla 5.4**  
**Gravedades específicas del agregado**

Tamaño de agregado	$G_{sa}$	$G_{sb}$
Gruesos (ASTM C128)	2,889	2,763
Fino (ASTM C 127)	2,857	2,687
Polvo (ASTM C 854)	2,818	---

La gravedad específica total y aparente para la combinación de agregados seleccionada se calcula con la Ecuación 2.9:

$$G_{sb} = \frac{55,7 + 36,7 + 7,7}{\frac{55,7}{2,763} + \frac{36,7}{2,687} + \frac{7,7}{2,818}} = 2,739$$

$$G_{sa} = \frac{55,7 + 36,7 + 7,7}{\frac{55,7}{2,889} + \frac{36,7}{2,857} + \frac{7,7}{2,818}} = 2,868$$

## 5.2 Elaboración de los especímenes de ensayo

### 5.2.1 Dosificación de las muestras de agregado para elaborar la mezcla asfáltica

Se elaboraron varios especímenes para determinar la cantidad de material requerido para obtener un espécimen compactado de 150 mm de diámetro y  $75 \pm 3$  mm de altura, usando los moldes del compactador giratorio de 150 mm de diámetro. Se determinó que aproximadamente 2 850 g era la cantidad de material necesario para elaborar dichos especímenes.

Al igual que para determinar la granulometría de diseño, el material (3/4"-No.4, 3/8 a No 4, No 4-Pasa 200) muestreado se mezcló en proporciones previamente calculadas para obtener un total de 60 muestras. El material se mezcló y cuarteó hasta obtener muestras de 2 850 g aproximadamente. Para verificar que la granulometría de las muestras cumpliera con la de diseño, se seleccionaron varias muestras al azar y se les determinó la granulometría. Las muestras se dosificaron sin cribar el material y sin separarlo por tamaños porque esto es más representativo de lo que sucede durante la producción en planta de la mezcla, y además es más rápido en laboratorio.

Sin embargo, las muestras utilizadas para compactar especímenes de acuerdo con el método Marshall el material fue cribado y dosificado por tamaños, ya que era difícil obtener por cuarteos sucesivos muestras de aproximadamente 1 200 g, que es la cantidad de material requerido para compactar especímenes Marshall.

### 5.2.2 Estimación del contenido de asfalto óptimo inicial

Antes de la elaboración de los especímenes de ensayo se calculó el contenido de asfalto óptimo, con respecto al total de la mezcla, estimando la gravedad específica efectiva del agregado por medio de la siguiente ecuación:

$$G_{se} = G_{sb} + 0,8(G_{sa} - G_{sb}) = 2,739 + 0,8(2,868 - 2,739) = 2,842$$

Dando como resultado una gravedad específica efectiva para la combinación de agregados seleccionados de 2,842. Una vez determinada la gravedad específica efectiva, se estimó el volumen de asfalto efectivo y el volumen de asfalto absorbido mediante las expresiones:

$$V_{ba} = \frac{P_s \times (1 - V_a)}{\left( \frac{P_b}{G_b} + \frac{P_s}{G_{se}} \right)} \times \left( \frac{1}{G_{sb}} - \frac{1}{G_{se}} \right)$$

donde  $P_s = (1 - CA)$

$$V_{ba} = \frac{(0,945) \times (1 - 0,04)}{\left( \frac{0,055}{1,03} + \frac{0,945}{2,842} \right)} \times \left( \frac{1}{2,739} - \frac{1}{2,842} \right) = 0,031 \text{ cm}^3$$

$$V_{be} = 0,176 - 0,0675 \log(S_n)$$

Donde  $S_n$  es el tamaño máximo nominal del agregado

$$V_{be} = 0,176 - 0,067 \log(19,0) = 0,09 \text{ cm}^3$$

Finalmente, el contenido de asfalto óptimo inicial se calculó con la siguiente ecuación:

$$P_{bi} = \frac{G_b \times (V_{be} + V_{ba})}{(G_b \times (V_{be} + V_{ba})) + W_s} \times 100$$

$$W_s = \frac{P_s (1 - V_a)}{\left( \frac{P_b}{G_b} + \frac{P_s}{G_{se}} \right)} = \frac{0,945(1 - 0,04)}{\left( \frac{0,051}{1,03} + \frac{0,945}{2,842} \right)} = 2,349 \text{ g}$$

$$P_{bi} = \frac{(1,03)(0,09 + 0,031)}{(1,03 \times (0,09 + 0,031)) + 2,349} \times 100 = 5,0 \%$$

Sin embargo, se decidió un contenido de asfalto óptimo inicial de 5,1% para la mezcla diseñada de acuerdo con la metodología SUPERPAVE. El contenido de asfalto se varió  $\pm 0,05\%$  y  $\pm 1,0\%$  respecto al 5,1%. Mientras que para los especímenes compactados conforme con el método Marshall se estimó un contenido de asfalto óptimo inicial de 5,6%, con base en la experiencia que se tiene, y el contenido de asfalto se varió  $\pm 0,05\%$  y  $\pm 1,0\%$ .

### 5.2.3 Preparación de la mezcla asfáltica

El procedimiento para preparar la mezcla asfáltica fue el mismo para ambos métodos de diseño. Debido a que el Marshall es el que se utiliza en México, se considera obvio que dicho procedimiento de compactación es suficientemente conocido, a continuación se describirá únicamente la preparación de la mezcla y la compactación de especímenes con el compactador giratorio.

La mezcla de agregados se seca en el horno durante 24 h a una temperatura de 110 °C. Dos horas antes de iniciar la preparación de la mezcla asfáltica, el agregado se calienta en el horno, a una temperatura 20 °C mayor a la de mezclado, que es equivalente a la temperatura que pierde el agregado al sacarlo del horno y vaciar el asfalto; en este caso se calentó a 170 °C. Al mismo tiempo, el molde del compactador giratorio se calienta en el horno de 30 a 60 minutos. Por otro lado, se tara la charola en la que se mezclará el agregado y el asfalto en la báscula de 1 g de precisión, y se deja indicada la masa total de la mezcla. Se programa la presión de compactación, el ángulo de giro, la velocidad de aplicación, y el número de giros en el compactador giratorio. Enseguida se calienta el asfalto hasta la temperatura de mezclado, se saca el agregado del horno, se coloca en la charola, previamente calentada, y se verifica la temperatura del agregado y del asfalto. La charola con el agregado se coloca sobre la báscula, se forma un cráter con el agregado y dentro de éste se vacía la cantidad de asfalto requerida para el contenido de asfalto de la mezcla. Rápidamente se regresa la charola al fuego, y se hace la envuelta de la mezcla hasta que el agregado sea cubierto completamente por una película de asfalto. Durante este paso se verifica que la temperatura de mezclado se encuentre dentro de los límites; en este caso, la temperatura de mezclado fue de 153 a 158 °C.

## 5.2.4 Compactación de los especímenes

Los especímenes compactados de acuerdo con la metodología SUPERPAVE se compactaron con el compactador giratorio.

El compactador giratorio SERVOPAC (SGC) (Figura 5.2), es un equipo diseñado para compactar especímenes de mezcla asfáltica a la densidad alcanzada, bajo las condiciones actuales de clima y carga del pavimento. Asimismo, proporciona una medida de la compactabilidad de la mezcla durante el proceso de compactación, por lo que permite identificar mezclas potencialmente blandas. Con este equipo se pueden compactar mezclas con agregados de tamaño máximo, de hasta 50 mm.

El SGC es un equipo servohidráulico que consta de una base giratoria accionada por tres pistones; un sistema de carga (pistón de carga y medidor de presión por medio de un transductor); un sistema de medida y registro de altura y panel de control. El SGC del Instituto Mexicano del Transporte puede suministrar presiones de compactación de 0 a 1 200 kPa, ángulos de giro de 0 a 3° (ángulo de compactación), y velocidades de 0 a 60 rpm. El equipo puede ser controlado desde un panel de control o una computadora. Los datos registrados durante el proceso de compactación son el número de giros, la altura, el ángulo de giro, el esfuerzo de compactación y el esfuerzo de corte, y son enviados por medio de un cable serial a la computadora, donde se visualizan durante el proceso de compactación, y almacenados al término del mismo. Los datos se proporcionan en formato numérico.

Se pueden ensayar especímenes cilíndricos de 150 mm, o 100 mm de diámetro y 250 mm de altura.



**Figura 5.2**  
**Compactador giratorio SUPERPAVE**

Cuando se alcanza la temperatura de compactación que para el presente caso fue de 144 a 148 °C, aproximadamente 5 minutos después de que se completa la preparación de la mezcla, se saca el molde del horno, se le coloca un disco de papel en el fondo del molde, y se vacía rápidamente la mezcla. Se aplican 15 varillados alrededor del perímetro y 10 en el interior del material; se verifica que la temperatura de compactación se encuentre dentro de los límites, y se coloca un disco de papel sobre el material. A continuación, el molde se introduce en el compactador y se centra bajo el pistón. Se inicia la prueba; el pistón baja automáticamente hasta hacer contacto con la mezcla, y se inicia la compactación hasta el número de giros especificados. Una vez que la compactación del espécimen termina, se retira el molde del compactador y se permite que el molde con el espécimen compactado se enfríen durante aproximadamente 20 minutos, para que al extraer el espécimen, no sufra daño. Una vez transcurrido este lapso de tiempo, el espécimen se extrae del molde con ayuda del pistón extractor, y se retiran los discos de papel.

Para el presente trabajo, los especímenes se compactaron a 50, 75 y 100 golpes con el martillo Marshall, y a 50, 100, 160 y 250 giros (con el compactador giratorio) para cubrir todos los niveles de tránsito. La presión de compactación y el ángulo de giro del compactador giratorio fueron 600 kPa y 1,25°, respectivamente.

Los contenidos de asfalto para la compactación Marshall fueron 4,6; 5,1; 5,6; 6,1 y 6,6 %. Por cada contenido de asfalto se compactaron dos especímenes; mientras que los contenidos de asfalto para los especímenes compactados con el compactador giratorio fueron 4,1; 4,6; 5,1; 5,6 y 6,1%. Se compactaron dos especímenes por cada contenido de asfalto para 50 y 250 giros, y cuatro especímenes por cada contenido de asfalto para 100 y 160 giros.

### 5.3 Caracterización de las propiedades fundamentales de la mezcla asfáltica compactada

Las propiedades fundamentales de una mezcla asfáltica, son la densidad de la mezcla asfáltica compactada y la gravedad específica máxima teórica.

La gravedad específica de cada uno de los especímenes compactados, se determinó de acuerdo con el método de prueba ASTM D 2726, "Determinación de la gravedad específica, y densidad de mezclas asfálticas no absorbentes".

Para ello, se determina la masa en el aire del espécimen compactado, enseguida se deja sumergido en agua a una temperatura de  $23 \pm 2$  °C durante aproximadamente 15 minutos. Luego se determina la masa en el agua; se saca del agua, y se seca con una franela húmeda hasta alcanzar la condición de saturado y superficialmente seco (SSS), y se determina la masa para esta condición.

Con las masas determinadas, se calcula la densidad relativa del espécimen con la siguiente expresión:

$$G_{mb} = \frac{W_a}{W_{SSS} - W_w}$$

Donde:

$W_a$ = masa del espécimen en el aire

$W_w$ = masa del espécimen en el agua

$W_{SSS}$ = masa en el aire del espécimen saturado y superficialmente seco

Es importante mencionar que la precisión de la balanza para determinar las masas debe ser de al menos 0,1g.

La gravedad específica máxima teórica de la mezcla asfáltica se determinó de acuerdo con el método de prueba ASTM D 2041 "Método de prueba estándar para determinar la gravedad específica máxima teórica y densidad de mezclas bituminosas de pavimentos".

Para definir la gravedad específica máxima teórica de la mezcla asfáltica se prepara una cantidad aproximada de 2 500 g de mezcla asfáltica, y se mete al horno durante 4 h. Después de las cuatro horas se saca del horno, se deja enfriar

un poco, y se separan manualmente los agregados. La mezcla se vacía a un picnómetro, previamente calibrado, y se determina la masa del picnómetro más la mezcla; se agrega agua a 25 °C hasta llenar completamente el picnómetro y se coloca la tapa para sellarlo herméticamente; la tapa está conectada a una bomba de vacío por medio de una manguera, la cual tiene acoplado un manómetro de presión. Se coloca el picnómetro con la muestra sobre un agitador mecánico, se sujeta y se inicia la agitación; simultáneamente se aplica vacío gradualmente hasta reducir la presión en el picnómetro a  $3,7 \pm 0,3$  kPa, y se mantiene así durante  $15 \pm 2$  minutos. Al finalizar el periodo de vacío, se libera gradualmente la presión, y se determina la masa del picnómetro más agua más mezcla.

En el presente trabajo se determinó la gravedad específica máxima teórica para los contenidos de asfalto de 3,6; 4,1 y 4,6%. La Tabla 5.5 muestra los resultados de la gravedad específica máxima teórica.

**Tabla 5.5**  
**Gravedades específicas máximas teóricas ( $G_{mm}$ )**

Contenido de asfalto %	$G_{mm}$
3,6	2,624
4,1	2,604
4,6	2,581

Por cada gravedad específica máxima teórica determinada se calcula la gravedad específica efectiva del agregado ( $G_{se}$ ) con la Ecuación 2.10; en forma práctica se considera constante la gravedad específica efectiva del agregado para los contenidos de asfalto de 5,1; 5,6 y 6,1%, porque la absorción de asfalto no cambia apreciablemente con la variación del contenido de asfalto (Asphalt Institute, 2000). La Tabla 5.6 contiene las gravedades específicas efectivas calculadas a partir de los datos de  $G_{mm}$ , obtenidos de las pruebas de laboratorio.

$$G_{se} = \frac{100 - 3,6}{\frac{100}{2,624} - \frac{3,6}{1,03}} = 2,785$$

**Tabla 5.6**  
**Gravedad específica efectiva del agregado**

Contenido de asfalto %	$G_{se}$
3,6	2,785
4,1	2,786
4,6	2,783
Promedio	2,785

Una vez conocida la gravedad específica efectiva y total de la combinación de agregados y la gravedad específica total de la mezcla compactada, se determinó la volumetría de cada uno de los especímenes compactados de acuerdo con el capítulo 2.

## 5.4 Caracterización de la susceptibilidad de la mezcla a la deformación permanente

Para caracterizar el comportamiento de la mezcla asfáltica a la deformación permanente se utilizó el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA) (Figura 5.3).

El APA es un probador de carga multifuncional usado para evaluar la profundidad de la deformación plástica permanente, agrietamiento por fatiga y la susceptibilidad a la humedad de las mezclas asfálticas. De un estudio realizado por Kandall, et al (2002), se concluyó que el APA puede emplearse como un ensayo para predecir la profundidad de la deformación permanente, hasta que se desarrolle un ensayo de comportamiento fácil de realizar y basado en principios ingenieriles.

El APA consta de una cámara controlada termostáticamente que puede proporcionar temperaturas de ensayo de  $5$  a  $70 \pm 1$  °C; tiene tres ruedas de aluminio, cada una puede aplicar cargas de hasta  $450$  N; posee tres mangueras presurizadas que descansan sobre los especímenes; y pueden aplicar hasta  $830$  kPa ( $120$  psi) de presión. La deformación que sufren los especímenes durante el ensayo se mide mediante transductores colocados en la misma posición de las ruedas de carga. El equipo se controla desde una computadora y también en ésta se registra la información generada durante el ensayo. Esta información corresponde a la temperatura del ensayo, número de ciclos, y la deformación del espécimen.

Se pueden ensayar especímenes rectangulares de  $75 \times 125 \times 300$  mm, o cilíndricos de  $105$  mm de diámetro  $\times$   $75$  mm de altura compactados con el compactador giratorio, martillo Marshall o núcleos extraídos en campo; y también de  $150$  mm de diámetro  $\times$   $75$  mm de altura, compactados con el compactador giratorio. Pueden ensayarse simultáneamente tres especímenes rectangulares o seis cilíndricos. El ensayo se lleva a cabo a  $64^\circ\text{C}$  para  $8\,000$  ciclos ( $2$  h  $15$  minutos); un ciclo se define como un movimiento de vaivén de la rueda sobre los especímenes. Al final de los  $8\,000$  ciclos es medida la profundidad de la deformación. Los datos son proporcionados en formato numérico (excell) y gráfico.



**Figura 5.3**  
**Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA)**



**Figura 5.4**  
**Prueba de deformación permanente en el APA**

El procedimiento de prueba para predecir la profundidad de la deformación permanente utilizando el APA, consiste en lo siguiente:

1. Acondicionar los especímenes calentándolos en el horno a una temperatura de 64°C durante 4 h aproximadamente
2. Calibrar la presión de las mangueras hasta leer  $700 \pm 35$  kPa ( $100 \pm 5$  psi)
3. Calibrar la carga de cada una de las ruedas hasta leer  $442 \pm 22$  N ( $100 \pm 5$  lb)
4. Verificar la posición de los lvdts
5. Configurar la temperatura de ensayo a 64 °C, y permitir que la cámara alcance dicha temperatura
6. Sacar los especímenes del horno, y colocarlos en las bandejas
7. Introducir las bandejas con los especímenes a la cámara y sujetar las bandejas; la cámara no debe permanecer abierta por más de 6 min.
8. Permitir que se establezca la temperatura de la cámara, aproximadamente 10 minutos
9. Configurar el número de ciclos a 8 000. Las lecturas correspondientes a los primeros 25 ciclos son de acondicionamiento
10. Inicializar el equipo
11. Al término de los 8 000 ciclos el APA se detiene automáticamente

Al término de los 8 000 ciclos el APA proporciona la profundidad de la deformación permanente que sufrió el espécimen.

Para el presente trabajo únicamente se ensayaron los especímenes compactados con el compactador giratorio.

## **5.5 Caracterización de la resistencia a la tensión indirecta de la mezcla asfáltica compactada**

La caracterización de la resistencia a la tensión indirecta de la mezcla se realizó mediante el ensayo de tensión indirecta (Norma NLT-346/90).

Para el ensayo de tensión indirecta se utilizó el equipo servohidráulico Instron, Figura 5.5, el cual consta de un marco rígido, pistón controlado servohidráulicamente, celdas de carga de 10, 100 y 500 kN, platos de compresión, unidad de control, y sistema de adquisición de datos. Puede suministrar cargas estáticas de 1 a 1 000 kN, las cuales son medidas y controladas por la celda de carga a través de una consola de control. La celda de carga se ubica entre el pistón de carga y el plato de compresión. La reacción de los especímenes a la carga se capta por medio de un dispositivo de datos analógico digital. La consola de control muestra la posición, carga y deformación del espécimen durante el ensayo. Los resultados del ensayo son el tiempo, la deformación y la carga máxima soportada por el espécimen, y son proporcionados en formato numérico.



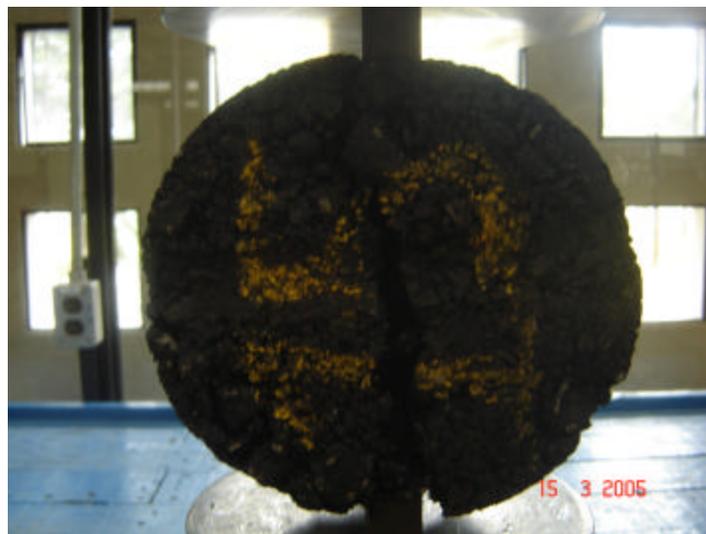
**Figura 5.5**  
**Equipo servohidráulico Instron**

El procedimiento de prueba de tensión indirecta, consiste en:

1. Se mide el diámetro del espécimen seis veces: dos veces en el plano superior, dos veces el plano medio, y dos en el plano inferior. Se determina el diámetro promedio del espécimen promediando las seis lecturas
2. Se mide la altura del espécimen en cuatro puntos, definidos por los extremos de dos planos diametrales perpendiculares. Se determina la altura promedio del espécimen promediando las cuatro alturas
3. Se acondicionan los especímenes en un refrigerador durante 6 horas a una temperatura de  $3\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$
4. Se saca el espécimen del refrigerador y se coloca rápidamente en la prensa entre las dos barras de aplicación de carga
5. Se aplica carga a una velocidad de deformación de 50 mm/minuto



**Figura 5.6**  
**Montaje del ensayo de resistencia a la tensión indirecta**



**Figura 5.7**  
**Especimen después del ensayo de resistencia a la tensión indirecta**

La resistencia a la tensión indirecta se calcula con la siguiente fórmula:

$$RTI = \frac{2P}{\pi hd}$$

Donde:

RTI = resistencia a la tensión indirecta

P = carga máxima, N

H = altura del espécimen, mm

D = diámetro del espécimen, mm

$\pi$  = 3,14159....

## 5.6 Resultados y análisis

En las Tablas 5.7 y 5.8 se presentan los valores promedio de las densidades, y parámetros volumétricos de los especímenes compactados a diferente número de giros y de golpes.

**Tabla 5.7**  
**Resultados de los especímenes compactados de acuerdo con la metodología SUPERPAVE**

CA* %	No giros	G <sub>mb</sub>	Va %	VMA %	VFA %
4,1	50	2,402	7,7	15,9	52,0
4,6	50	2,406	6,8	16,2	58,0
5,1	50	2,421	5,5	16,1	66,0
5,6	50	2,434	4,2	16,1	74,0
6,1	50	2,459	2,5	15,7	84,0
4,1	100	2,412	7,3	15,5	53,0
4,6	100	2,412	6,6	16,0	59,0
5,1	100	2,462	3,9	14,7	74,0
5,6	100	2,441	4,0	15,9	75,0
6,1	100	2,489	1,3	14,7	91,0
4,1	160	2,424	6,9	15,1	55,0
4,6	160	2,420	6,3	15,7	60,0
5,1	160	2,456	4,1	14,9	72,0
5,6	160	2,479	2,5	14,6	83,0
6,1	160	2,476	1,8	15,1	88,0
4,1	250	2,451	5,8	14,2	59,0
4,6	250	2,473	4,2	13,9	70,0
5,1	250	2,491	2,8	13,7	80,0
5,6	250	2,508	1,3	13,6	90,0
6,1	250	2,502	0,8	14,2	94,0

**Tabla 5.8**  
**Resultados de los especímenes compactados**  
**de acuerdo con el método Marshall**

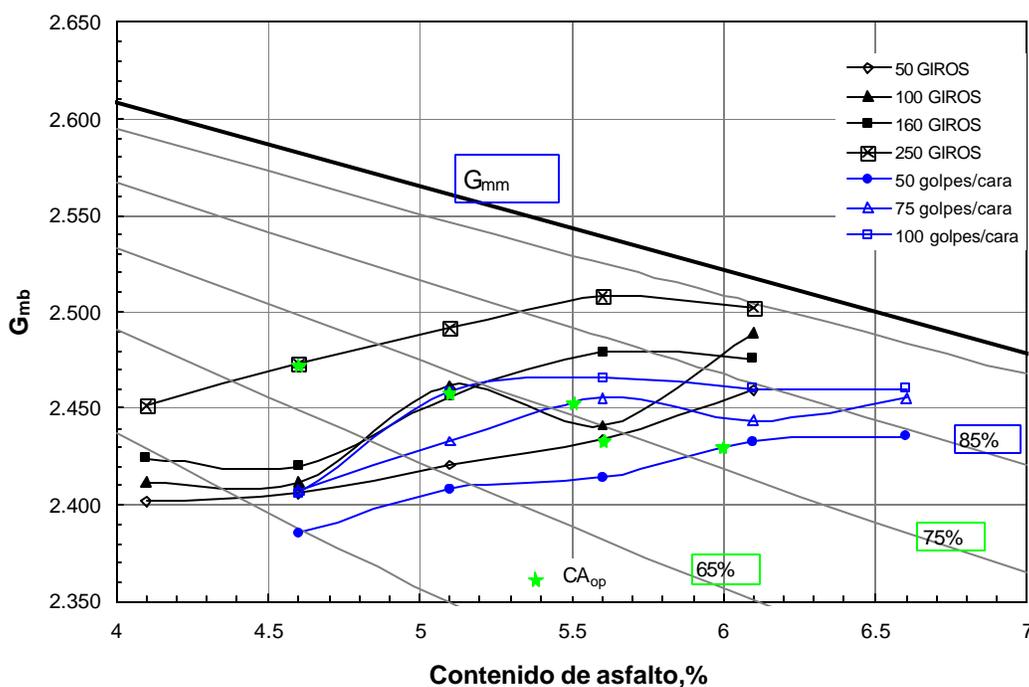
<b>C.A*</b> <b>%</b>	<b>No</b> <b>golpes/c</b>	<b>G<sub>mb</sub></b>	<b>Va</b> <b>%</b>	<b>VMA</b> <b>%</b>	<b>VFA</b> <b>%</b>
4,6	50	2,386	7,6	16,9	55,0
5,1	50	2,409	6,0	16,6	64,0
5,6	50	2,414	5,0	16,8	70,0
6,1	50	2,433	3,5	16,6	79,0
6,6	50	2,435	2,7	17,0	84,0
4,6	75	2,497	6,8	16,2	58,0
5,1	75	2,433	5,0	15,7	68,0
5,6	75	2,455	3,4	15,4	78,0
6,1	75	2,444	3,1	16,2	81,0
6,6	75	2,445	1,9	16,3	88,0
4,6	100	2,406	6,8	16,2	58,0
5,1	100	2,458	4,0	14,8	73,0
5,6	100	2,466	3,0	15,0	80,0
6,1	100	2,460	2,5	15,7	84,0
6,6	100	2,460	1,7	16,1	89,0

\*Respecto a la mezcla total

A continuación se presenta la discusión de los resultados obtenidos, de ambos métodos de compactación.

En la Figura 5.8 se muestran las curvas de compactación de los especímenes compactados a diferentes números de giros y golpes; se aprecia que las densidades son más altas en los especímenes compactados con el compactador giratorio. También se observa que los contenidos de asfalto óptimo para los especímenes compactados de acuerdo con el método Marshall son más altos con respecto a los contenidos óptimos de los especímenes compactados con el compactador giratorio. Los contenidos de asfalto óptimos para los especímenes compactados de acuerdo con la metodología SUPERPAVE son 5,6; 5,1; 5,1 y 4,6% para 50, 100, 160 y 250 giros, respectivamente. Mientras que los contenidos de asfalto óptimo para los especímenes compactados con el método Marshall son 6,0; 5,5 y 5,1% para 50, 75 y 100 golpes por cara, respectivamente. Asimismo, se observa que el contenido de asfalto óptimo disminuye al aumentar el número de giros o número de golpes de compactación.

De hecho, en la guía de diseño de mezclas SUPERPAVE (2001) se menciona que bajo la compactación Marshall, las partículas no son tan libres de girar, como en la compactación giratoria. En el molde Marshall, las partículas tienden a trabarse y dar VMA altos y, por consiguiente porcentajes de asfalto altos. En el compactador giratorio, las partículas se amasan y adquieren un acomodo más estable, por lo que las partículas tienden a acomodarse horizontalmente; esto reduce el VMA y el contenido óptimo de asfalto.



**Figura 5.8**  
Curvas de compactación de las mezclas asfálticas en estudio

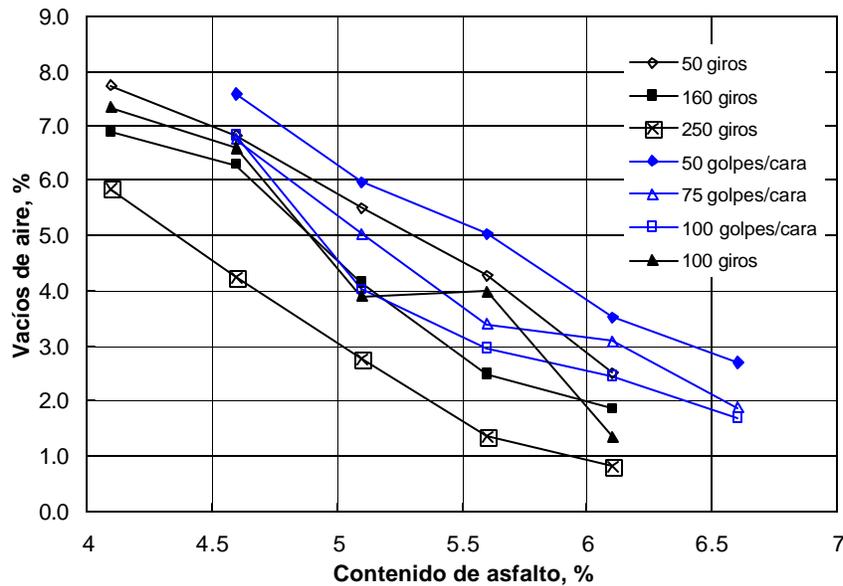
### 5.6.1 Parámetros volumétricos

#### • Vacíos de aire ( $V_a$ )

De los parámetros volumétricos, el porcentaje de vacíos de aire es uno de los más importantes ya que la durabilidad del pavimento asfáltico es una función de los vacíos de aire. Una mezcla compactada con un alto contenido de vacíos de aire (mayores al 8%) podría acelerar la oxidación y el envejecimiento del cemento asfáltico; mientras que una mezcla compactada con bajo contenido de vacíos de aire (menores al 3%) puede presentar exudación de cemento asfáltico, y/o deformaciones permanentes.

En la Figura 5.9 se presentan las líneas de vacíos de aire; en ella se puede observar que para ambos métodos de compactación, los vacíos de aire disminuyen drásticamente conforme se incrementa el contenido de asfalto. Un incremento de 0,5% en el contenido de asfalto puede producir que los vacíos de aire se reduzcan de 1,0 a 2% aproximadamente.

Por otro lado, para un determinado contenido de asfalto, un incremento en el número de golpes o de giros produce una reducción en los vacíos de aire menor al 1% en la mayoría de los contenidos de asfalto del rango de trabajo, en ambos métodos de compactación.



**Figura 5.9**  
**Contenido de asfalto vs vacíos de aire**

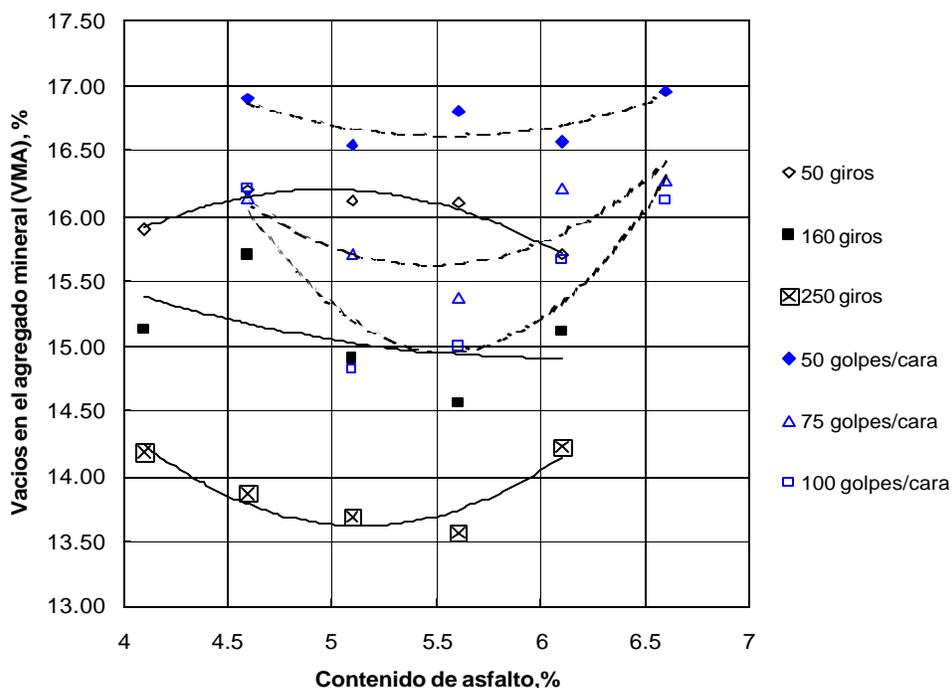
- **Vacíos en el agregado mineral (VMA)**

Los valores de VMA 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; sin embargo, si el VMA es muy alto la mezcla puede presentar problemas de estabilidad (deformación permanente), y resultará antieconómica.

En la Figura 5.10 se aprecia que los vacíos en el agregado mineral aumentan a medida en que se incrementa el contenido de asfalto, hasta llegar a un máximo después del cual disminuyen. También se puede ver que la disminución o incremento de los VMA es menor a 0,5% para el rango de contenidos de asfalto de trabajo, en ambos métodos de compactación.

En lo que respecta al número de giros o golpes, se observa que los vacíos en el agregado mineral disminuyen aproximadamente 1% al incrementar el número de giros o de golpes, en ambos métodos de compactación.

Por otra parte, los vacíos en el agregado mineral son mayores en los especímenes compactados con el método Marshall, lo cual era de esperarse pues como ya se mencionó, dicho método proporciona porcentajes de VMA altos.

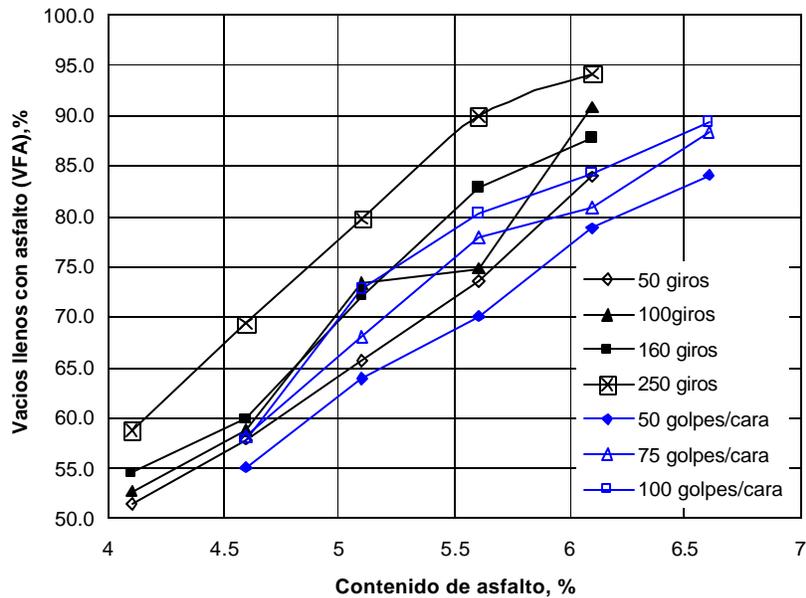


**Figura 5.10**  
**Contenido de asfalto vs vacíos en el agregado mineral**

- **Vacíos llenos con asfalto (VFA)**

Los vacíos llenos con asfalto se usan para asegurar que parte del asfalto efectivo de los vacíos en el agregado mineral (VMA) en la mezcla, no sea insuficiente (poca durabilidad) o excesivo (mezcla propensa a las deformaciones permanentes, y a exudación de cemento asfáltico).

En la Figura 5.11 se presentan los vacíos llenos con asfalto respecto al contenido de asfalto, se observa que el porcentaje de vacíos llenos con asfalto se incrementa de manera importante, al aumentar el contenido de asfalto. Un incremento de 0,5% en el contenido de asfalto provoca que los vacíos llenos con asfalto muestren un incremento de aproximadamente 8% en los especímenes compactados con el método Marshall, y un incremento de aproximadamente 10% en los especímenes compactados con el compactador giratorio.



**Figura 5.11**  
**Contenido de asfalto versus vacíos llenos con asfalto**

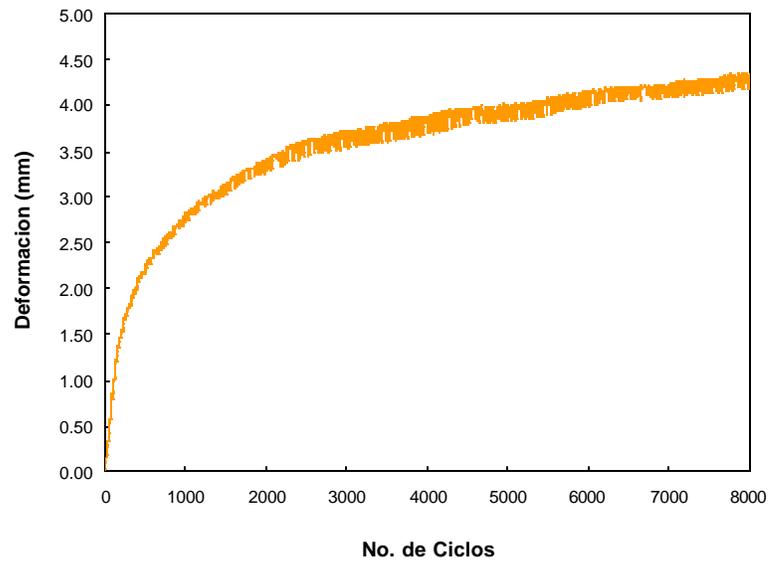
Por otro lado, se aprecia que al incrementar el número de golpes o giros su impacto en el porcentaje de vacíos llenos con asfalto resulta escaso, en ambos métodos de compactación.

Asimismo se nota que el porcentaje de vacíos llenos con asfalto, es mayor en los especímenes compactados con el compactador giratorio.

De lo anterior se concluye que el contenido de asfalto influye significativamente en los vacíos de aire y en los vacíos llenos con asfalto, mientras que el número de giros o golpes (energía de compactación) tiene mayor influencia en los vacíos en el agregado mineral.

### 5.6.2 Deformación permanente

Cuando un espécimen de mezcla asfáltica compactada se somete a un ensayo de deformación en el APA, se observa un comportamiento como el de la Figura 5.12. En los primeros ciclos de carga el espécimen se deforma rápidamente. En la siguiente etapa, la cantidad de deformación permanente continua gradualmente, y llega a ser estable después de cierto número de ciclos.



**Figura 5.12**  
**Evolución típica de la profundidad de deformación permanente, en mezclas asfálticas ensayadas en el APA**



**Figura 5.13**  
**Especímenes después del ensayo en el APA**

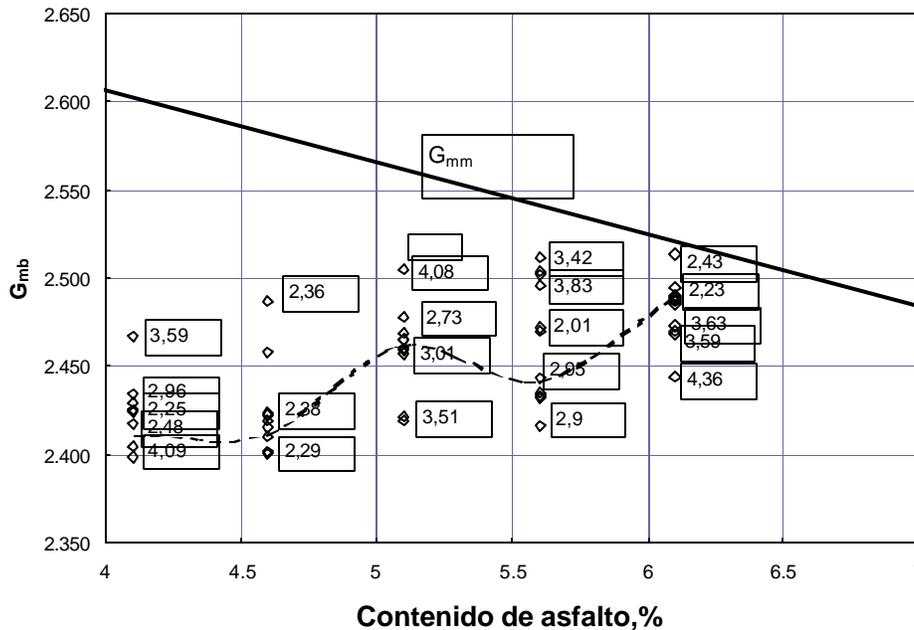
La Tabla 5.9 presenta los valores promedio de los especímenes compactados en el compactador giratorio, y que fueron ensayados en el APA para determinar la profundidad de la deformación permanente .

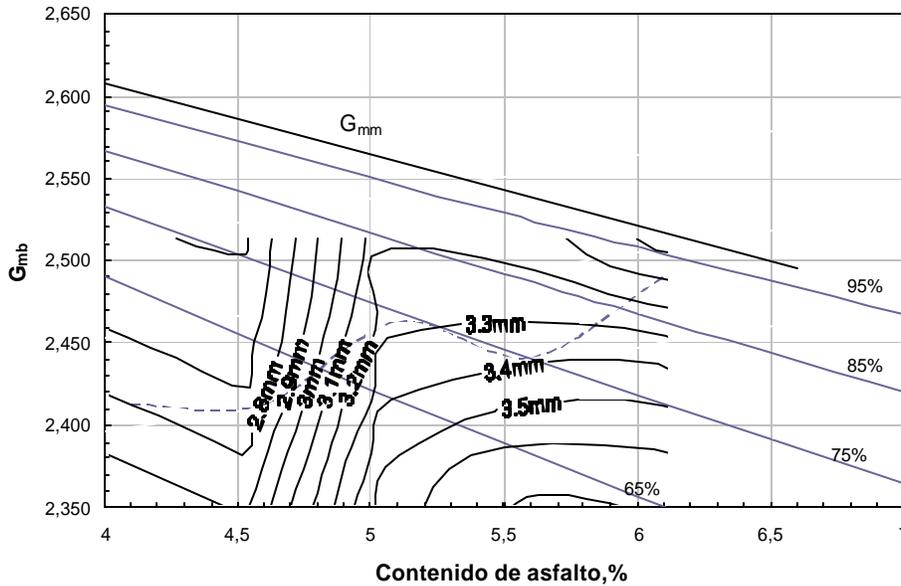
**Tabla 5.9**  
**Resultados de la profundidad de la deformación permanente**

<b>CA*</b> <b>%</b>	<b>No</b> <b>giros</b>	<b>G<sub>mb</sub></b>	<b>Va</b> <b>%</b>	<b>VMA</b> <b>%</b>	<b>VFA</b> <b>%</b>	<b>Def APA</b> <b>mm</b>
4,1	50	2,402	7,7	15,9	52,0	3,06
4,6	50	2,406	6,8	16,2	58,0	2,88
5,1	50	2,421	5,5	16,1	66,0	3,73
5,6	50	2,434	4,2	16,1	74,0	3,70
6,1	50	2,459	2,5	15,7	84,0	3,65
4,1	100	2,412	7,3	15,5	53,0	3,15
4,6	100	2,412	6,6	16,0	59,0	2,42
5,1	100	2,462	3,9	14,7	74,0	2,78
5,6	100	2,441	4,0	15,9	75,0	2,67
6,1	100	2,489	1,3	14,7	91,0	2,70
4,1	160	2,424	6,9	15,1	55,0	2,23
4,6	160	2,420	6,3	15,7	60,0	2,23
5,1	160	2,456	4,1	14,9	72,0	2,83
5,6	160	2,479	2,5	14,6	83,0	2,91
6,1	160	2,476	1,8	15,1	88,0	3,35
4,1	250	2,451	5,8	14,2	59,0	2,58
4,6	250	2,473	4,2	13,9	70,0	2,66
5,1	250	2,491	2,8	13,7	80,0	2,41
5,6	250	2,508	1,3	13,6	90,0	3,08
6,1	250	2,502	0,8	14,2	94,0	3,1

\*Respecto a la mezcla total

La Figura 5.14 presenta los valores de la profundidad de deformación permanente de cada uno de los especímenes compactados en el compactador giratorio, junto con la curva de compactación de los especímenes compactados a 100 giros.





**Figura 5.15**  
**Isolíneas de la profundidad de deformación permanente**

De lo anterior, se concluye que la profundidad de la deformación permanente depende tanto del contenido de asfalto como de la energía de compactación.

Por otro lado, la mezcla en estudio presentó un buen comportamiento a la deformación permanente, pues la máxima profundidad de deformación permanente registrada fue 4 mm aproximadamente; se recomienda que la máxima profundidad de deformación permanente de mezclas asfálticas ensayadas en el APA sea menor a 8 mm (Kandhal, 2002).

### 5.6.3 Resistencia a la tensión indirecta

La Tabla 5.10 corresponde a los valores promedio de los especímenes compactados en el compactador giratorio, y a los cuales se les determinó la resistencia a la tensión indirecta.

**Tabla 5.10**  
**Resultados de la resistencia a la tensión indirecta**

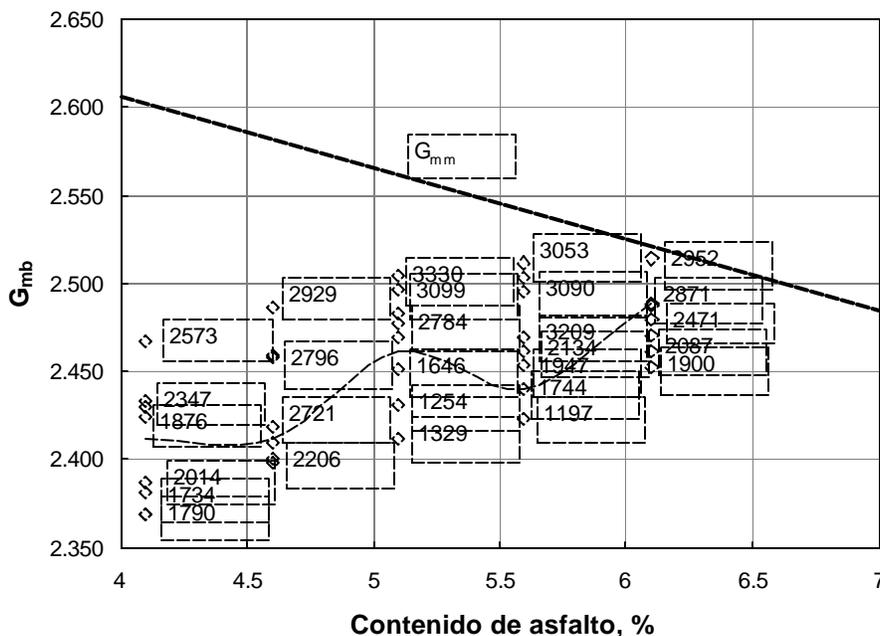
No giros	CA* %	G <sub>mb</sub>	VMA %	VFA %	Va %	RTI kPa
50	4,1	2,387	16,7	48,5	8,7	1 894
50	4,6	2,401	16,4	57,2	7,0	1 608
50	5,1	2,432	16,0	66,0	5,5	1 222
50	5,6	2,441	16,2	73,3	4,4	1 464
50	6,1	2,461	15,8	83,3	2,7	1 985
100	4,1	2,381	16,8	48,0	8,8	1 762
100	4,6	2,410	16,3	57,7	6,9	2 225

Tabla 5.10 Continuación

No giros	CA* %	G <sub>mb</sub>	VMA %	VFA %	Va %	RTI kPa
100	5,1	2,451	14,5	74,6	3,7	2 195
100	5,6	2,453	15,3	78,2	3,4	2 041
100	6,1	2,48	15,1	87,6	1,9	2 170
160	4,1	2,425	15,0	55,1	6,7	2 095
160	4,6	2,459	15,1	63,4	5,6	2 769
160	5,1	2,469	14,0	78,1	3,1	3 008
160	5,6	2,47	14,4	84,1	2,3	3 149
160	6,1	2,488	14,7	90,6	1,4	2 962
250	4,1	2,468	14,2	59,0	5,9	2 460
250	4,6	2,487	13,9	69,6	4,3	2 862
250	5,1	2,478	13,7	80,0	2,8	3 057
250	5,6	2,504	13,6	90,2	1,4	3 008
250	6,1	2,514	14,2	94,2	0,9	2 911

\*Respecto a la mezcla total

La Figura 5.16 presenta los valores de la resistencia a la tensión indirecta de los especímenes compactados en el compactador giratorio, junto con la curva de compactación de los especímenes compactados a 100 giros.

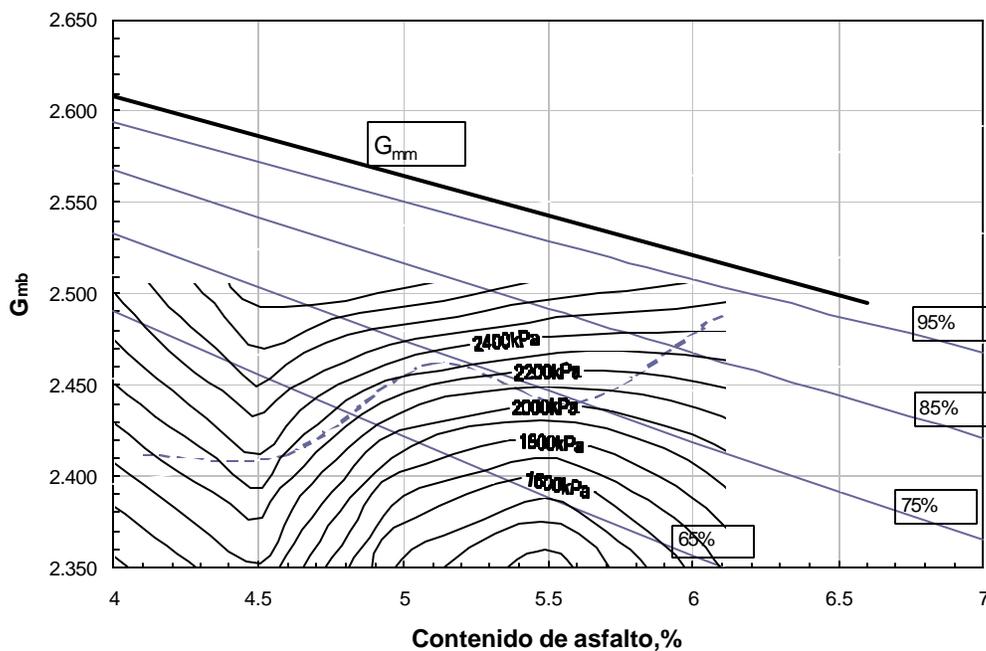


**Figura 5.16**  
Resistencia a la tensión indirecta de los ensayos realizados

Tomando como base los puntos que se indican en la figura anterior, se generaron isólineas de la resistencia a la tensión indirecta como se muestran en la Figura 5.17.

La Figura 5.17 muestra la influencia del contenido de asfalto y la energía de compactación en la resistencia a la tensión indirecta. Si se toma una línea de igual densidad, la resistencia a la tensión indirecta tiende a disminuir a medida que se incrementa el contenido de asfalto. Por otro lado, si se toma una línea de igual contenido de asfalto la resistencia a la tensión indirecta tiende a incrementarse al aumentar la densidad.

De acuerdo con Cepeda (2004), un incremento en la resistencia a la tensión indirecta lleva consigo un aumento del módulo de rigidez de la mezcla; y al mismo tiempo un desarrollo en la resistencia a la tensión indirecta resulta en un incremento directo de la resistencia a la fisuración por fatiga o vida útil de la mezcla. Por tanto, colocar una mezcla asfáltica en campo elaborada con un cierto contenido de asfalto puede significar una gran diferencia en cuanto al número de aplicaciones de carga que puede soportar la mezcla antes de fallar.



**Figura 5.17**  
Isolíneas de la resistencia a la tensión indirecta

### 5.6.4 Control de calidad de mezclas asfálticas

El éxito de que una mezcla asfáltica presente un buen desempeño a lo largo de su vida útil depende en gran parte del control de calidad de la misma. El control de calidad inicia en la producción y termina con la compactación de la mezcla en sitio.

Se desea que la mezcla producida en la planta de asfalto tenga propiedades uniformes y características similares al diseño de la mezcla en laboratorio. Sin embargo, la calidad de la mezcla asfáltica puede variar a causa de muchos factores, entre los que destacan variaciones en el contenido de asfalto y

granulometría, que generalmente ocurre durante la producción en planta, variaciones en la temperatura y energía de compactación, lo cual puede suceder durante la compactación en campo, por lo que la mezcla compactada en sitio puede tener parámetros volumétricos y propiedades mecánicas diferentes a las consideradas en el diseño.

En México, el control de calidad de la mezcla compactada en sitio se ha llevado tradicionalmente sólo mediante la densidad; la Norma N CMT 4 05 003/02 de la SCT establece que la mezcla asfáltica debe ser compactada como mínimo al 96% con respecto a la densidad de laboratorio que corresponde al contenido de asfalto óptimo, lo que equivale a un porcentaje de vacíos de aire de 8% en la mezcla colocada en campo. Con esta práctica de control no se conocen los parámetros volumétricos ni las propiedades mecánicas de la mezcla compactada en sitio.

Como se vió en capítulos anteriores, los parámetros volumétricos y propiedades mecánicas son afectadas por las condiciones de compactación, por lo tanto, es importante que se lleve un estricto control de calidad en la mezcla compactada en sitio, y además que dicho control esté relacionado con los parámetros y propiedades mecánicas de la mezcla.

La densidad de la mezcla ( $G_{mb}$ ) y el contenido de asfalto (CA) son una función de los parámetros volumétricos. Tanto la densidad de la mezcla ( $G_{mb}$ ), como el contenido de asfalto (CA) y los parámetros volumétricos ( $V_a$ , VMA y VFA) pueden representarse gráficamente en el espacio CA- $G_{mb}$  por medio de líneas, con las Ecuaciones 2.20, 2.31, 2.32 y 2.33.

De la Ecuación 2.20, en su forma decimal, se despeja el  $G_{mb}$

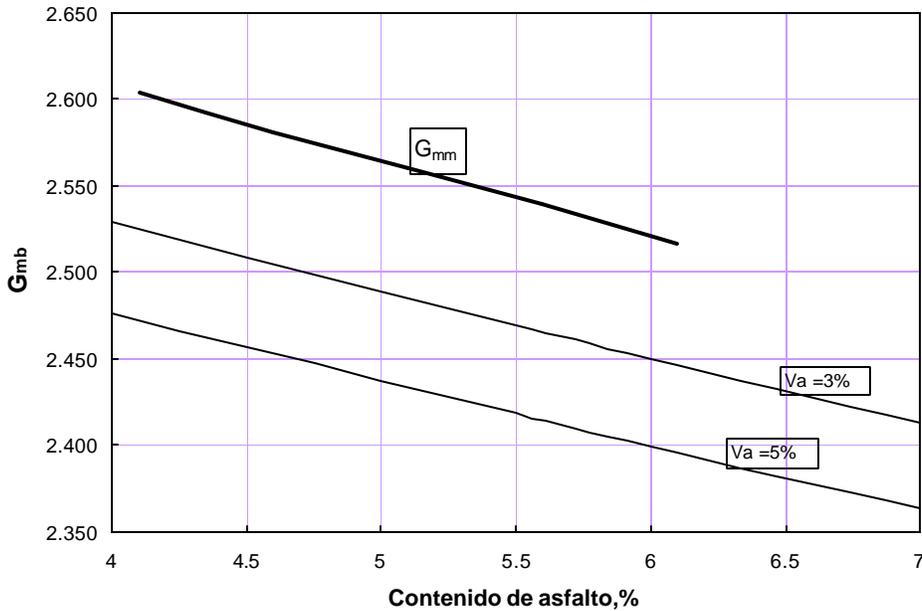
$$G_{mb} = \frac{1 - V_a}{\frac{CA}{G_b} + \frac{(1-CA)}{G_{se}}}$$

Con la expresión anterior se calcula la gravedad específica total de la mezcla para los contenidos de asfalto del rango de trabajo (4% a 7%) y los vacíos de aire especificados. La especificación de vacíos de aire ( $V_a$ ) para el diseño es de 4% aunque en la práctica se encuentran típicamente entre 3%-5%. Para la mezcla en estudio, la gravedad específica efectiva de la combinación de agregados es  $G_{se} = 2,784$  y la gravedad específica del asfalto es  $G_b = 1,03$ .

$$G_{mb} = \frac{1 - 0,03}{\frac{0,041}{1,03} + \frac{(1 - 0,041)}{2,785}} = 2,525$$

$$G_{mb} = \frac{1 - 0,05}{\frac{0,041}{1,03} + \frac{(1 - 0,041)}{2,785}} = 2,473$$

Las líneas de igual valor o isolíneas para  $V_a=3\%$  y  $V_a=5\%$ , de los contenidos de asfalto en el rango de trabajo, se muestran en la Figura 5.18, junto con la línea de la gravedad específica máxima teórica ( $V_v=0\%$ ).



**Figura 5.18**  
Isolíneas de  $V_a$

En lo que respecta a los vacíos en el agregado mineral (VMA), con la Ecuación 2.32 se calculan los VFA para los contenidos de asfalto del rango de trabajo y los requisitos de VMA. Para la mezcla en estudio, el tamaño máximo nominal del agregado es 19,0 mm. Los requisitos de VMA son 12% para  $V_a=3\%$  y 14% para  $V_a=5\%$  (Tabla 3.7); el límite máximo permitido sería  $VMA=16\%$ . De acuerdo con la guía de diseño de mezclas SUPERPAVE (2001), el VMA no debe exceder el 2% del valor mínimo especificado; las mezclas con VMA por encima de estos límites son propensas a presentar deformaciones permanentes. La gravedad específica total de la combinación de agregados es  $G_{sb}=2,739$ .

Con los valores de VFA para VMA de 12, 14 y 16% se calcula la gravedad específica total de la mezcla ( $G_{mb}$ ) con la Ecuación 2.34.

$$VFA = \frac{(1 - 0,12) \left[ (0,041)(1,03 + 2,739) + \frac{(2,739)(1,03)}{2,785} (1 - 0,041) - 1,03 \right]}{(0,12)(1,03)(1 - 0,041)}$$

$$VFA = 0,7126$$

$$G_{mb} = \left[ (1 - 0,12) \left( 1 - \frac{2,739}{2,785} \right) + (0,713 * 0,12) \right] (1,03) + (1 - 0,12)(2,739)$$

$$G_{mb} = 2,513$$

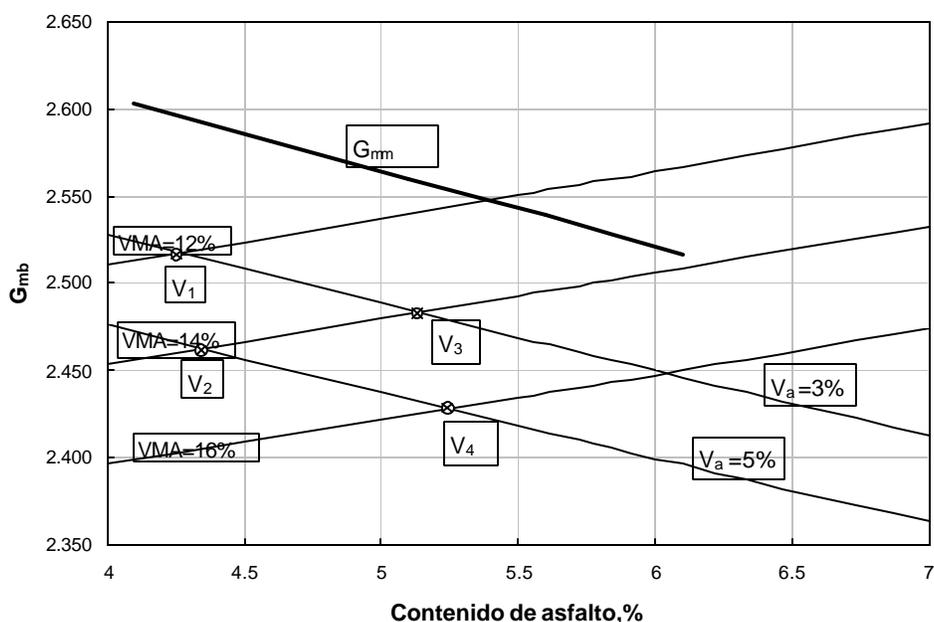
$$VFA = \frac{(1-0,14) \left[ (0,041)(1,03 + 2,739) + \frac{(2,739)(1,03)}{2,785} (1-0,041) - 1,03 \right]}{(0,14)(1,03)(1-0,041)}$$

$$VFA=0,60$$

$$G_{mb} = \left[ (1-0,14) \left( 1 - \frac{2,739}{2,785} \right) + (0,60 * 0,14) \right] (1,03) + (1-0,14)(2,739)$$

$$G_{mb} = 2,457$$

La Figura 5.19 muestra las isolíneas de VMA, y los puntos de intersección con las isolíneas de  $V_a$ .



**Figura 5.19**  
Isolíneas de VMA y  $V_a$

Por último, las especificaciones para los vacíos llenos con asfalto para mezclas destinadas a servir a niveles de tránsito alto (>10 millones de ESAL) se encuentran en el rango 65%-75% (Tabla 3.13).

Con la Ecuación 2.33 se calculan los vacíos en el agregado mineral, para cada contenido de asfalto en el rango de trabajo y para las especificaciones de 65 y 75% de vacíos llenos con asfalto. Luego, con el valor de VMA se calcula la gravedad específica total de la mezcla, con la Ecuación 2.34.

$$VMA = \frac{(0,041)(1,03 + 2,739) - 1,03 + \frac{(2,739)(1,03)}{2,785} (1-0,041)}{(0,041)(1,03 + 2,739) - 1,03 + \frac{(2,739)(1,03)}{2,785} (1-0,041) + (0,65)(1,03)(1-0,041)}$$

$$VMA = 0,13$$

$$G_{mb} = \left[ (1-0,13) \left( 1 - \frac{2,739}{2,785} \right) + (0,65 * 0,13) \right] (1,03) + (1-0,13)(2,739)$$

$$G_{mb} = 2,485$$

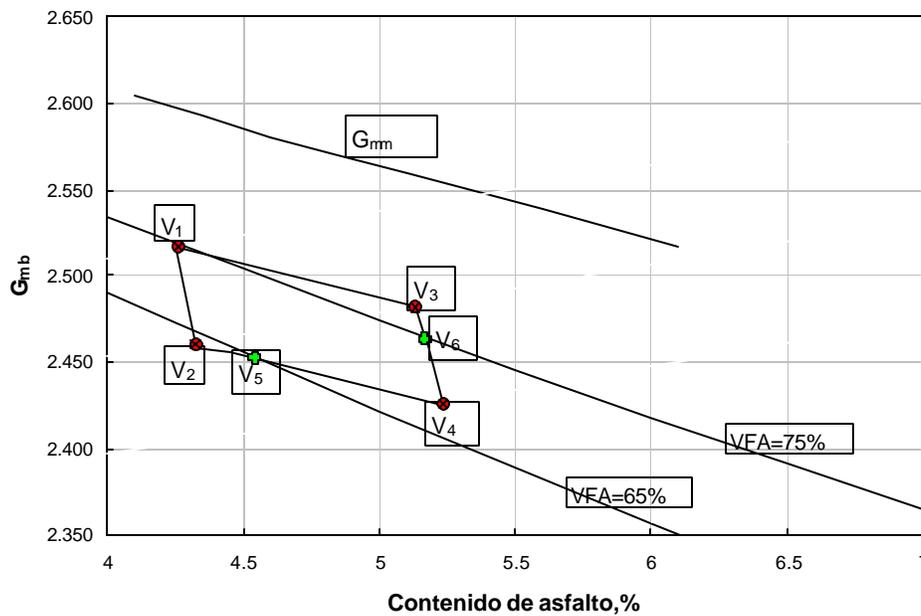
$$VMA = \frac{(0,041)(1,03 + 2,739) - 1,03 + \frac{(2,739)(1,03)}{2,785} (1 - 0,041)}{(0,041)(1,03 + 2,739) - 1,03 + \frac{(2,739)(1,03)}{2,785} (1 - 0,041) + (0,75)(1,03)(1 - 0,041)}$$

$$VMA = 0,115$$

$$G_{mb} = \left[ (1-0,115) \left( 1 - \frac{2,739}{2,785} \right) + (0,75 * 0,115) \right] (1,03) + (1-0,115)(2,739)$$

$$G_{mb} = 2,527$$

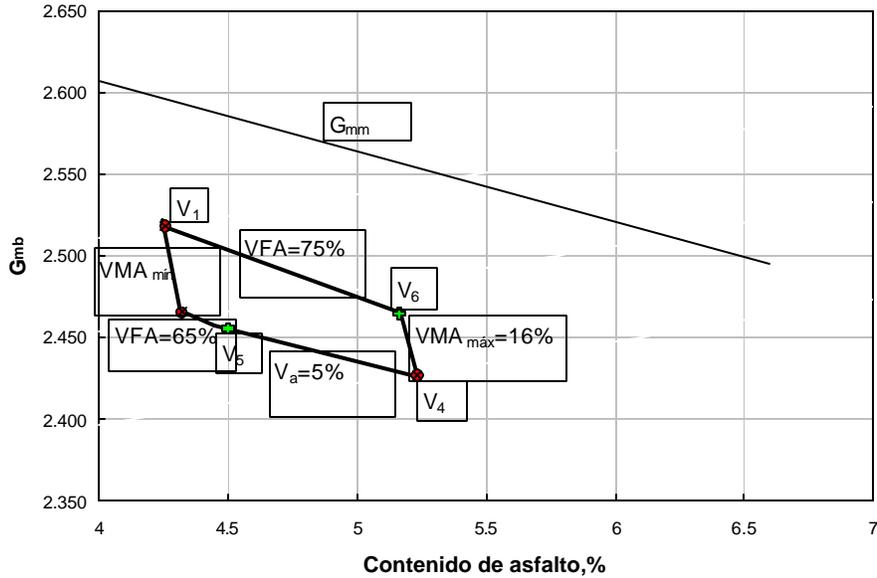
La Figura 5.20 muestra las isolíneas de vacíos llenos con asfalto, dibujadas sobre la gráfica de la Figura 5.19, así como los puntos de intersección de las isolíneas de VFA con las isolíneas de VMA y  $V_a$ .



**Figura 5.20**  
**Isolíneas de VFA, VMA y  $V_a$**

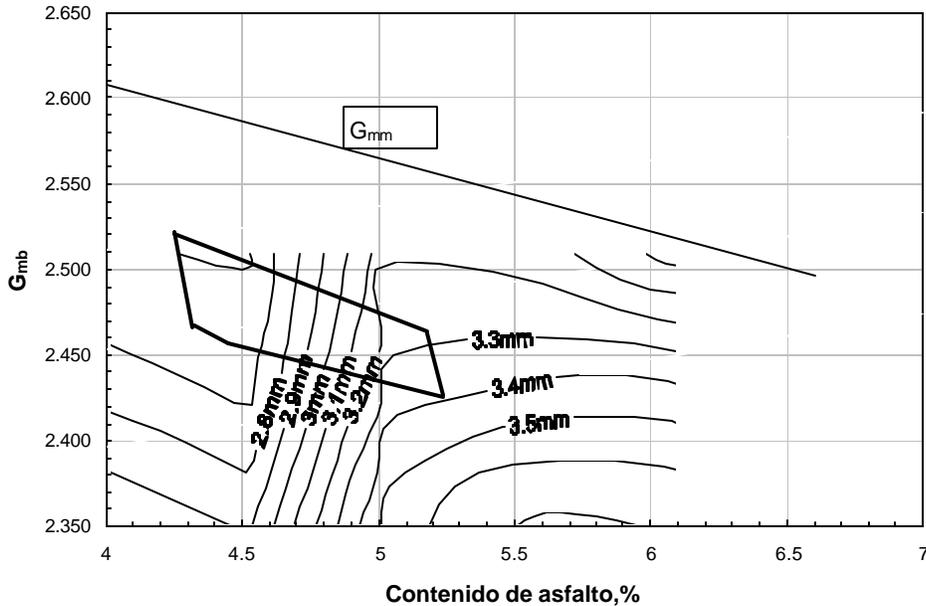
La intersección de las isolíneas define la máxima región donde se cumplen todas las especificaciones de vacíos, la cual es llamada polígono de vacíos (Sánchez-Leal, 2002). Con el polígono de vacíos se define un rango de contenidos de asfalto

y densidades que cumplen con las especificaciones de vacíos. La Figura 5.21 muestra el polígono de vacíos para la mezcla en estudio.

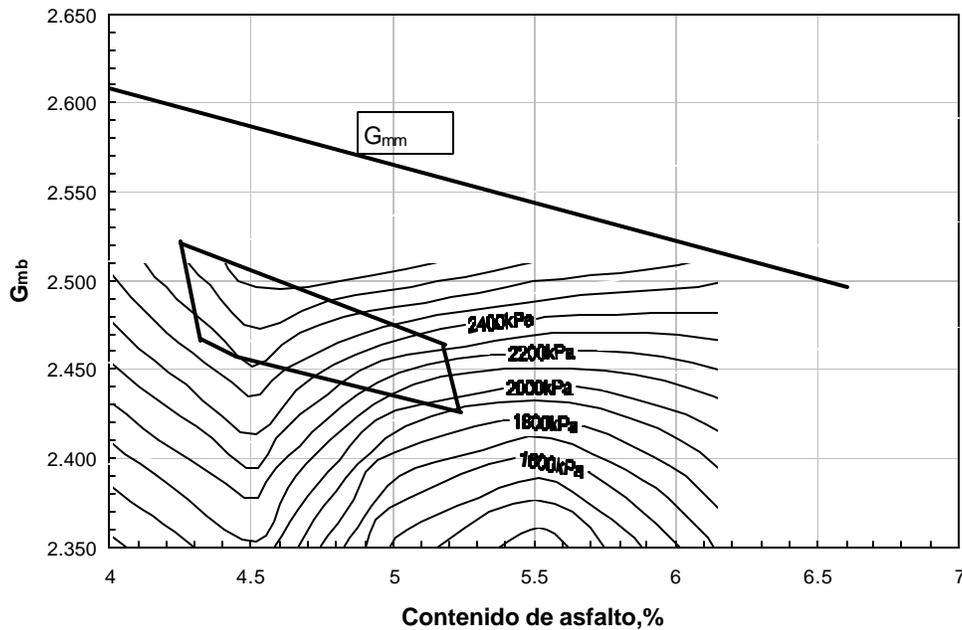


**Figura 5.21**  
**Polígono de vacíos de la mezcla en estudio**

Al polígono de vacíos se superpone la superficie de respuesta de la propiedad mecánica evaluada; para este caso en las Figuras 5.22 y 5.23 se muestra la superposición de la profundidad de la deformación permanente, y la resistencia a la tensión indirecta en el polígono de vacíos.



**Figura 5.22**  
**Superposición de la superficie de respuesta de la profundidad de deformación permanente en el polígono de vacíos**



**Figura 5.23**  
**Superposición de la superficie de respuesta de resistencia a la tensión indirecta en el polígono de vacíos**

Para la mezcla en estudio se aprecia que dentro del polígono de vacíos, la profundidad de la deformación permanente varía de 2,7 a 3,3 mm, y la resistencia a la tensión indirecta varía entre 2 700 y 2 100 kPa.

De esta manera se tiene en un sólo gráfico en el espacio CA- $G_{mb}$  las especificaciones para los parámetros volumétricos y el comportamiento mecánico de la mezcla. Con la superposición del polígono de vacíos en la superficie de respuesta de la mezcla, se cuenta con una región de control dentro del espacio CA- $G_{mb}$ .

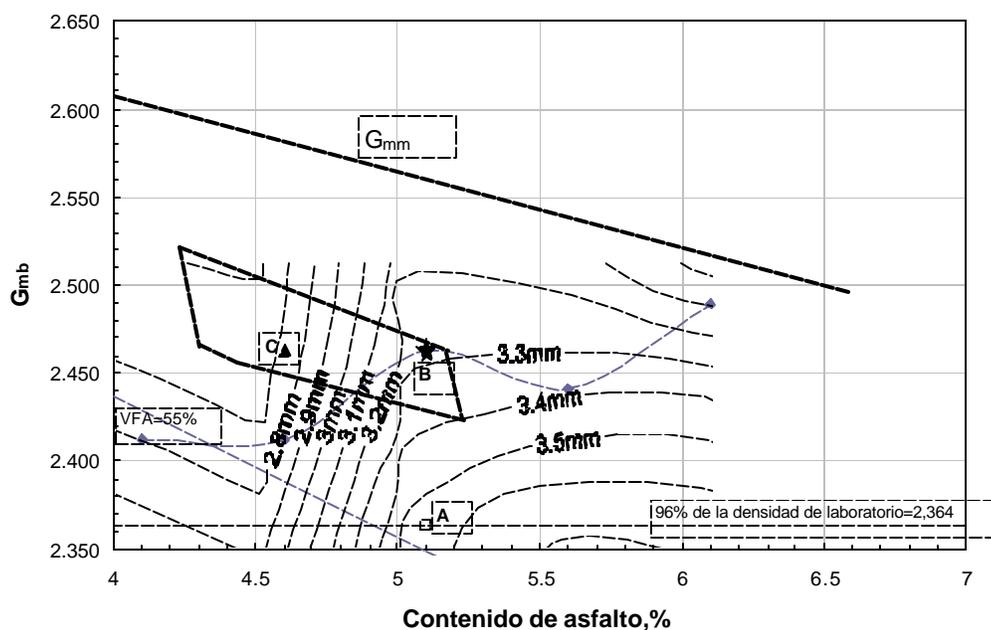
- **Aplicación de la región de control**

Se tomará como referencia la mezcla compactada a 100 giros, el polígono de vacíos, y la superficie de respuesta de la profundidad de la deformación permanente de la mezcla en estudio (Figura 5.22).

En la Figura 5.24 se muestra el punto A (5,1%; 2,364) que corresponde al 96% de la densidad del contenido de asfalto óptimo (92% de la densidad máxima), se observa que dicho punto queda fuera del polígono de vacíos, por tanto, no cumple con las especificaciones de diseño, y su profundidad de deformación permanente podría ser mayor a 3,5 mm. Asimismo, se aprecia que ese punto se localiza cerca de la línea correspondiente a un VFA= 55%; bajo esas condiciones de compactación, aunque cumpla con los requisitos de control tradicional, es probable que la mezcla presente problemas de desprendimiento de agregado

pues no hay suficiente cohesión en la mezcla. Por otro lado, el porcentaje de vacíos de aire es alto y éstos se encuentran interconectados, por lo que el aire y el agua pueden llegar al interior de la mezcla y afectar su durabilidad.

En la misma figura se muestra el punto B (5,1%; 2,462) que corresponde al estado óptimo de compactación, y el punto C (4,6%; 2,462) que corresponde a un estado particular de compactación con la densidad de laboratorio y un contenido de asfalto igual al óptimo -0,5%; la disminución en el contenido de asfalto óptimo podría darse durante la producción de la mezcla en planta. Se observa que el punto B está dentro del polígono de vacíos, y le corresponde una profundidad de deformación de 3,25 mm aproximadamente. El punto C cumple con las especificaciones de vacíos cuando está a la izquierda del óptimo (rama seca), pero si se encontrara a la derecha ya no cumpliría, y su profundidad de deformación permanente sería mayor.



**Figura 5.24**  
**Región de control en el espacio CA-G<sub>mb</sub>**

De lo expuesto, puede concluirse que el polígono de vacíos y la superficie de respuesta de la propiedad mecánica evaluada de la mezcla asfáltica compactada, proporcionan una visión del cumplimiento con los parámetros volumétricos y de la evolución de las propiedades mecánicas, debido a variaciones en las condiciones de compactación. Asimismo, se pueden definir rangos de variación en el contenido de asfalto a agregar en la mezcla.



# Conclusiones

---

Las conclusiones de mayor relevancia encontradas en el presente trabajo se indican a continuación.

## **Respecto a la mezcla asfáltica estudiada:**

- Los especímenes compactados de acuerdo con el método Marshall resultaron con mayores contenidos de asfalto óptimo y densidades más bajas, comparados con los especímenes compactados con el compactador giratorio.
- La variable de mayor influencia en los vacíos de aire y los vacíos llenos con asfalto es el contenido de asfalto; mientras que la variable de mayor influencia en los vacíos en el agregado mineral es la energía de compactación.
- La magnitud de la profundidad de deformación permanente y de la resistencia a la tensión indirecta, depende claramente de las condiciones de compactación. La profundidad de la deformación permanente tiende a aumentar al incrementar el contenido de asfalto, y a disminuir al aumentar la densidad; mientras que la resistencia a la tensión indirecta tiende a disminuir al incrementar el contenido de asfalto y a aumentar al incrementar la densidad.
- Es conveniente establecer un rango de contenido de asfalto a agregar a la mezcla en lugar de especificar un determinado contenido de asfalto óptimo.

## **Respecto a la región de control:**

- Es una herramienta sencilla y útil, que puede emplearse con cualquier método de diseño de mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa.
- Puede aplicarse en el diseño, en el control de calidad de la mezcla fabricada y compactada en obra, y facilitar la aceptación o rechazo de la capa asfáltica. En el diseño representado la curva de compactación de laboratorio, se verifica la posibilidad de alcanzar densidades dentro de la región de control definida para la mezcla, y además permite definir el rango de contenido de asfalto a agregar a la mezcla. En el control de calidad, la mezcla se acepta solo si las mediciones de  $G_{mb}$  y CA están dentro de la región de control.
- Permite caracterizar la mezcla compactada en obra con los datos de  $G_{mb}$  y CA de núcleos extraídos, siempre y cuando se cuente con las superficies de respuesta de las propiedades mecánicas evaluadas de la mezcla diseñada en laboratorio.



# Bibliografía

---

1. Anderson Michael R, Turner Pamela A, Peterson Robert L, Relationship of Superpave Giratory Compaction Properties to HMA Rutting Behavior, National Cooperative Highway Research Program NCHRP, Report 478, Washington DC (2002).
2. Asphalt Institute, Manual MS-2 Mix Design Methods for Asphalt Concrete and other Hot Mix Types, Six Edition, Lexington, Kentucky, EUA (1996).
3. Asphalt Institute, Manual SP-1 Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing, Lexington, Kentucky, EUA (1996).
4. Asphalt Institute, Manual SP-2 Superpave Mix Design, Lexington, Kentucky, EUA (1996).
5. Asphalt Institute, Laboratory Mixing and Compaction Temperatures, Asphalt Magazine, Issue fall/winter (2001).
6. Asphalt Pavement Analyzer APA, User's Guide, Pavement Technology Inc., Covington, GA (2004).
7. Asphalt Institute, The Asphalt Handbook, Manual Series No. 4, MS-4, Lexington, Kentucky, EUA (1989).
8. Asphalt Institute, Manual Series No 22 Construction of hot mix asphalt Pavements, Second Edition, Lexington, Kentucky, EUA.
9. ASTM, Standard Test Method for Soundness of Aggregate by use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate, ASTM designation C 88-99a (2005).
10. ASTM, Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate, ASTM designation C127-04 (2005).
11. ASTM, Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Fine Aggregate, ASTM designation C 128-04a (2005).
12. ASTM, Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine, ASTM designation C 131-03 (2005).
13. ASTM, Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, ASTM designation C 136-05 (2005).
14. ASTM, Standard Test Method for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as influenced by Particle Shape, Surface Texture and Grading), ASTM designation C 1252-03 (2005).

15. ASTM, Standard Test Method for Specific Gravity of Soils by Water Pycnometer, ASTM designation D 854-02 (2005).
16. ASTM, Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures, ASTM designation D 2041-00 (2003).
17. ASTM, Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-absorptive Compacted Bituminous Mixture, ASTM designation D 2726-00 (2003).
18. ASTM, Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate, ASTM designation D 2419-02 (2005).
19. ASTM, Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures using Rotational Viscosimeter, ASTM designation D 4402-02 (2005).
20. ASTM, Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate, ASTM designation D 4791-99 (2005).
21. ASTM, Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate, ASTM designation D 5821-01 (2005).
22. Brown E Ray, Kandhal Prithvi S, Zhang Jingna, Performance Testing for Hot Mix Asphalt, National Center for Asphalt Technology, NCAT Report 01-05, Auburn University, Alabama (2001).
23. Canadian Strategic Highway Research Program C-SHRP, SUPERPAVE 2000 Improved Standards for a New Millenium, C-SHRP Technical Brief No 17,CA (1999).
24. Cepeda Aldape Jorge B, Análisis del comportamiento de mezclas asfálticas a fisuración por fatiga mediante la aplicación de un nuevo ensayo dinámico a tracción directa, Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona (2002).
25. Cepeda Aldape Jorge B, Empleo del ensayo de tensión indirecta (indirect tensile test) para mejorar el diseño de mezclas asfálticas densas en México, Asociación Mexicana de Ingeniería de Vías Terrestres, Memorias XV Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Pachuca, Hgo (2004).
26. Coree Brian J, Hot Mix Asphalt Volumetrics Revisited a New Paradigm, Transportation Research Record No. 1681, Washington, DC (1999).
27. Christensen Donald W Jr, Bonaquist Ramon F, VMA: One Key to Mixture Performance, Advanced Asphalt Technologies, LLC (2005).

28. Duraiban y Jiménez R A, Rutting Properties of a Dune Sand Paving Mixture, Transportation Research Record No.911, Washington, DC (1983).
29. FHWA, Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis, US Department of Transportation Federal Highway Administration, National Asphalt Training Center Demonstration Project 101, Publication No FHWA-SA-95-003 (1995).
30. FHWA, Hot Mix Bituminous Manual, US Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Engineering, Highway Operations Division Materials Group (1997).
31. FHWA and NAPA, HMA Pavement Mix Type Selection Guide, US Department of Transportation Federal Highway Administration and National Asphalt Pavement Association, Information Series 128, Washington D.C (2001).
32. Harvey J and Tsai B, Effects of Asphalt Content and Air Void Content on Mix Fatigue and Stiffness, Transportation Research Record No 1543, Washington D.C (1996).
33. Huang Yang H, Pavement Analysis and Design, University of Kentucky, Prentice Hall, Inc (1993).
34. Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Tomo I, 3ª Edición, Ed. Limusa, México, DF (1996).
35. Kandhal Prithvi S and Chakraborty, Evaluation of Voids in the Mineral Aggregate for HMA Paving Mixtures, National Center for Asphalt Technology, NCAT Report No 96-4, Auburn University, Alabama (1996).
36. Kandhal Prithvi S, Cooley Allen L Jr, Evaluation of Permanent Deformation of Asphalt Mixtures Using Loaded Wheel Tester, NCAT Report No 2002-08, Auburn University, Alabama (2002).
37. Muench T Stephen, Mahoney P Joe, Pierce M Linda, Pavement Guide Interactive, University of Washington (2003).
38. Norma NLT, Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas, Designación NLT-346/90 (1992).
39. Pellinen K Terhi, The Effect of Volumetric Properties on Mechanical Behavior of Asphalt Mixtures, Transportation Research Record No 2403, Washington DC (2003).
40. Pérez García Natalia, Caracterización del comportamiento esfuerzo-deformación de suelos compactados en ensayos triaxiales cíclicos, tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Querétaro, Facultad de Ingeniería, Querétaro (1999).

41. Salgado Torres Mauricio, Yidi Villareal Carlos, Núñez Gómez Jhon, Cortés Medina Saúl, Resultados de experiencias relacionadas con la utilización del compactador giratorio en la elaboración de briquetas de mezclas asfálticas, Memorias XIV Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos y I Simposio Iberoamericano sobre Ingeniería de Pavimentos, Popayán Colombia (2003).
42. Sánchez Leal Freddy J, Garnica Anguas P, Gómez López José A, Pérez García Natalia, RAMCODES: metodología racional para el análisis de densificación y resistencia de geomateriales compactados, Publicación Técnica No 200, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Querétaro (2002).
43. Sánchez Leal Freddy J, Nuevo enfoque para el diseño y control de mezclas asfálticas, Memorias del XIV Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, y I Simposio Iberoamericano sobre Ingeniería de Pavimentos, Popayán Colombia (2003).
44. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Calidad de materiales asfálticos, Norma N CMT 4 05 001/00 (2000).
45. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Calidad de mezclas asfálticas para carreteras, Norma N CMT 4 05 003/02 (2002).
46. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Calidad de materiales pétreos para carpetas asfálticas, Norma N CMT 4 04/03 (2003).
47. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Calidad de los materiales asfálticos Grado PG, Norma N CMT 4 05 004/05 (2005).
48. WesTrack Forensic Team Consensus Report, SUPERPAVE Mixture Design Guide, US Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington DC (2001).
49. Witczak W, Kaloush K, Pellinen T, El-Basyouny M, Simple Performance Test for Superpave Mix Design, National Cooperative Highway Research Program NCHRP, Report 465, Washington DC (2002).
50. Zhang Jingna, Cooley Allen L Jr, Kandhal Prithvi S, Comparison of Fundamental and Simulative Test Method for Evaluating Permanent Deformation of Hot Mix Asphalt, Transportation Research Record No 3107, Washington DC (2002).
51. <http://training.ce.washington.edu/ptc/>
52. [www.asphaltinstitute.org](http://www.asphaltinstitute.org)

53. [www.eng.auburn.edu/center/ncat](http://www.eng.auburn.edu/center/ncat)

54. [www.imt.mx](http://www.imt.mx)

55. [www.tfrc.gov](http://www.tfrc.gov)

56. [www.fhwa.gov](http://www.fhwa.gov)

57. [www.hotmix.org](http://www.hotmix.org)



# Anexo

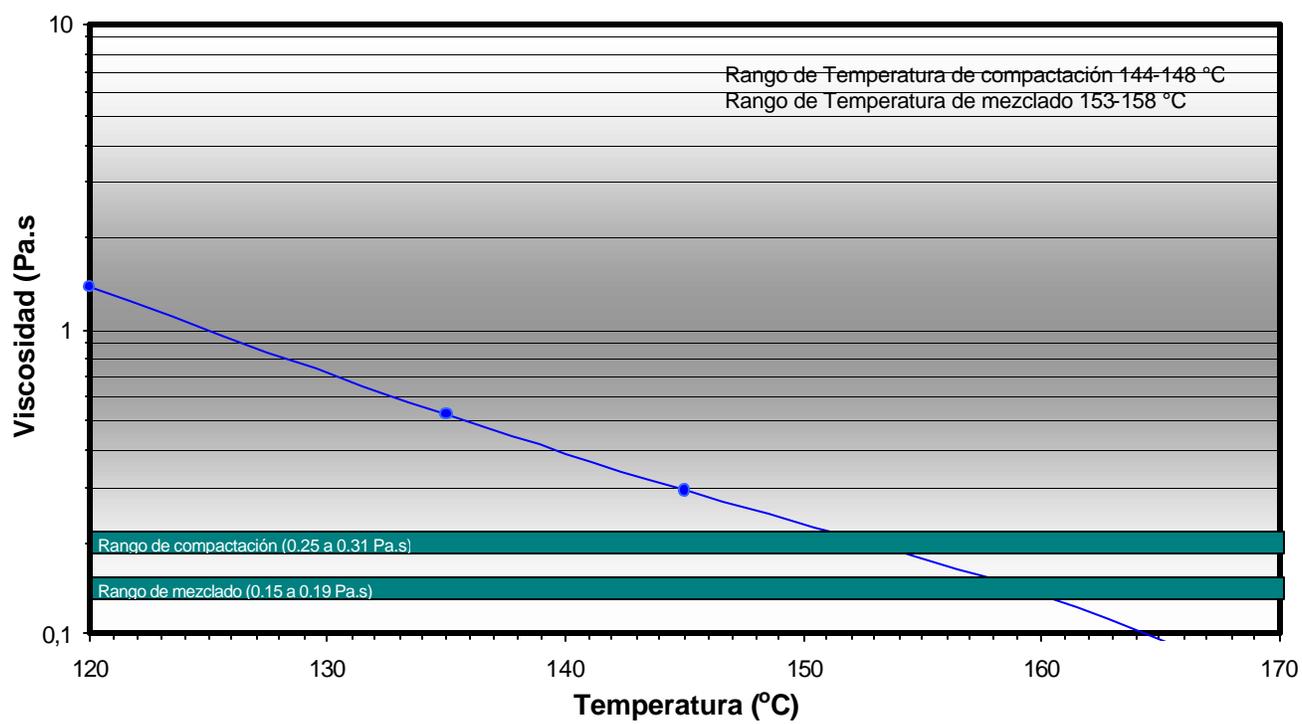
**Tabla A.1**  
**Requisitos de calidad para ligantes asfálticos grado PG**

Grado de comportamiento	PG 46			PG 52						PG 58				PG 64							
	-34	-40	-46	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-40
Temperatura máx de diseño del pavimento (promedio de 7 días), °C	46			52						58				64							
Temperatura mínima de diseño del pavimento ° C	> -34	> -40	> -46	> -10	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40	> -46	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40	> -10	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40
<b>Asfalto original</b>																					
Punto de inflamación (AASHTO T84) °C, mín	230																				
Viscosidad dinámica a 135°C (ASTM D 4402) Pa,s máximo	3,0																				
Módulo reológico de corte dinámico (TP5): G*/senδ; kPa, mínimo	1,0																				
Temperatura de prueba @ 10 rad/s;°C	46			52						58				64							
<b>Después de prueba de película delgada(T240) o residuo horno de película delgada (T179)</b>																					
Pérdida por calentamiento; %, máximo	1,0																				
Módulo reológico de corte dinámico (TP5): G*/senδ; kPa, mínimo	2,2																				
Temperatura de prueba @ 10 rad/s;°C	46			52						58				64							
<b>Después del envejecimiento en vasija de presión, temperatura y aire</b>																					
Temperatura de envejecimiento PAV;°C	90			90						100				100							
Módulo reológico de corte dinámico (TP5): G*/senδ; kPa, máximo	5000																				
Temperatura de prueba @ 10 rad/s;°C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	31	28	25	22	19	16
Índice de endurecimiento físico, máximo	Reportar																				
Rigidez de flexión S(t); Mpa,máximo (m=0,3 mín)	300																				
Temperatura de prueba @ 60s;°C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30
Tensión directa (TP3) Deformación a la falla, % mínimo	1,0																				
Temperatura de prueba @ 1,0 mm/min,°C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30

Continuación Tabla A.1

Grado de comportamiento	PG 70						PG 76					PG 82				
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-10	-16	-22	-28	-34
Temperatura máx de diseño del pavimento (promedio de 7 días), °C	< 70						< 76					< 82				
Temperatura mínima de diseño del pavimento °C	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34
<b>Asfalto original</b>																
Punto de inflamación (AASHTO T84) °C, mín	230															
Viscosidad dinámica a 135°C (ASTM D 4402) Pa,s máximo	3,0															
Módulo reológico de corte dinámico (TP5): G*/senδ; kPa, mínimo	1,0															
Temperatura de prueba @ 10 rad/s;°C	70						76					82				
<b>Después de prueba de película delgada(T240) o residuo horno de película delgada (T179)</b>																
Pérdida por calentamiento; %, máximo	1,0															
Módulo reológico de corte dinámico (TP5): G*/senδ; kPa, mínimo	2,2															
Temperatura de prueba @ 10 rad/s;°C	70						76					82				
<b>Después del envejecimiento en vasija de presión, temperatura y aire</b>																
Temperatura de envejecimiento PAV;°C	100						100					100				
• En climas normales	110						110					110				
• En climas desérticos	110						110					110				
Módulo reológico de corte dinámico (TP5): G*/senδ; kPa, máximo	5000															
Temperatura de prueba @ 10 rad/s;°C	34	31	28	25	22	19	37	34	31	28	22	40	37	34	31	28
Índice de endurecimiento físico, máximo	Reportar															
Rigidez de flexión S(t); Mpa, máximo (m=0,3 mín)	300															
Temperatura de prueba @ 60s;°C	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24
Tensión directa (TP3)	1,0															
Deformación a la falla, % mínimo	1,0															
Temperatura de prueba @ 1,0 mm/min,°C	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24

**Figura A.1**  
**Viscosidad del asfalto**



**Tabla A.2**  
**Masas y dimensiones de los especímenes compactados**  
**de acuerdo a la metodología SUPERPAVE**

Especímen	No. giros	CA %	W <sub>a</sub> g	W <sub>w</sub> g	W <sub>sss</sub> g	Absorción %	G <sub>mb</sub>	Altura mm	Diámetro mm
1	50	4,1	2955,5	1760,2	2992,3	3,0	2,399	74,95	150,0
2	50	4,1	2864,1	1702,8	2894,0	2,4	2,404	73,92	150,0
3	50	4,6	2980,1	1762,2	3002,9	2,4	2,402	70,79	150,0
4	50	4,6	2909,3	1730,0	2937,1	2,4	2,410	72,06	150,0
5	50	5,1	2896,9	1708,9	2906,1	2,4	2,420	69,95	150,0
6	50	5,1	2887,9	1707,9	2900,6	2,4	2,421	69,16	150,0
7	50	5,6	2952,6	1744,6	2958,0	2,4	2,433	71,15	150,0
8	50	5,6	2957,6	1748,7	2963,2	2,4	2,435	70,80	150,0
9	50	6,1	2950,9	1760,2	2953,5	2,5	2,473	72,55	150,0
10	50	6,1	2864,4	1696,0	2867,9	2,4	2,444	72,31	150,0
11	100	4,1	2915,3	1738,7	2940,6	2,1	2,426	71,45	150,0
12	100	4,1	2860,6	1697,2	2890,1	2,5	2,398	70,63	150,0
13	100	4,6	2851,0	1682,5	2870,0	1,6	2,401	75,00	150,0
14	100	4,6	2896,5	1715,0	2910,4	1,2	2,423	70,85	150,0
15	100	5,1	2861,6	1704,8	2869,4	0,7	2,457	73,92	150,0
16	100	5,1	2874,9	1714,4	2880,6	0,5	2,465	71,15	150,0
17	100	5,1	2849,3	1698,5	2857,1	0,7	2,459	68,57	150,0
18	100	5,1	2961,0	1766,6	2967,7	0,6	2,465	70,76	150,0
19	100	5,6	2896,6	1716,7	2902,2	0,5	2,443	70,13	150,0
20	100	5,6	2765,0	1650,3	2768,6	0,3	2,473	66,46	150,0
21	100	5,6	2773,8	1631,8	2779,7	0,5	2,416	68,00	150,0
22	100	5,6	2851,2	1682,6	2854,8	0,3	2,432	68,87	150,0
23	100	6,1	2798,9	1674,4	2800,5	0,1	2,485	72,06	150,0
24	100	6,1	2952,8	1767,4	2953,7	0,1	2,489	69,95	150,0
25	100	6,1	2919,1	1747,3	2920,8	0,1	2,488	69,12	150,0
26	100	6,1	2969,6	1780,7	2970,9	0,1	2,495	69,36	150,0
27	160	4,1	2912,6	1733,5	2934,1	1,8	2,426	69,00	150,0
28	160	4,1	2902,5	1718,9	2919,7	1,4	2,417	70,92	150,0
29	160	4,1	2861,1	1703,5	2883,4	1,9	2,425	69,65	150,0
30	160	4,1	2912,4	1735,7	2934,3	1,8	2,430	71,47	150,0
31	160	4,6	2970,7	1759,4	2984,9	1,2	2,424	72,32	150,0
32	160	4,6	2896,1	1711,8	2910,7	1,2	2,416	70,60	150,0
33	160	4,6	2980,0	1762,8	2993,1	1,1	2,422	72,21	150,0
34	160	4,6	2771,8	1640,8	2786,6	1,3	2,419	68,05	150,0
35	160	5,1	2946,2	1742,3	2950,7	0,4	2,438	71,36	150,0
36	160	5,1	3107,4	1848,4	3111,2	0,3	2,461	74,03	150,0
37	160	5,1	2865,2	1708,9	2869,5	0,4	2,469	70,23	150,0
38	160	5,6	2744,4	1633,3	2754,3	0,9	2,448	75,63	150,0

Continuación Tabla A.2

Espécimen	No. giros	CA %	W <sub>a</sub> g	W <sub>w</sub> g	W <sub>sss</sub> g	Absorción %	G <sub>mb</sub>	Altura mm	Diámetro mm
39	160	5,6	2765,1	1648,3	2767,6	0,2	2,470	66,35	150,0
40	160	5,6	2793,4	1678,7	2795,3	0,2	2,502	71,00	150,0
41	160	5,6	2846,6	1708,4	2848,7	0,2	2,496	69,50	150,0
42	160	6,1	2918,1	1738,8	2920	0,2	2,470	69,29	150,0
43	160	6,1	2806,9	1680,7	2808,7	0,2	2,488	69,00	150,0
44	160	6,1	2848,1	1696,6	2850,5	0,2	2,468	67,98	150,0
45	250	4,1	2817,7	1691,9	2833,8	1,4	2,468	67,47	150,0
46	250	4,1	2765,4	1647,3	2783,4	1,6	2,434	67,45	150,0
47	250	4,6	2941,9	1765	2947,8	0,5	2,487	70,04	150,0
48	250	4,6	2882,1	1723,4	2895,7	1,2	2,459	68,77	150,0
49	250	5,1	2770,0	1656,9	2774,7	0,4	2,478	66,01	150,0
50	250	5,1	2816,5	1694,5	2819	0,2	2,505	66,31	150,0
51	250	5,6	2898,3	1742,9	2900,3	0,2	2,504	68,20	150,0
52	250	5,6	2836,9	1709,4	2838,8	0,2	2,512	66,31	150,0
53	250	6,1	2904,0	1749,9	2905,1	0,1	2,514	67,07	150,0
54	250	6,1	2863,3	1715,1	2865,2	0,2	2,490	67,23	150,0

**Tabla A.3**  
**Masas de los especímenes de prueba compactados de acuerdo al método Marshall**

Especímen	No. Golpes /cara	CA %	$W_a$ g	$W_w$ g	$W_{sss}$ g	$G_{mb}$	Absorción %
1	50	4,6	1231,20	725,70	1241,30	2,388	1,959
2	50	4,6	1235,50	726,70	1245,10	2,383	1,852
14	50	5,1	1240,00	728,80	1244,40	2,405	0,853
20	50	5,1	1242,00	730,40	1245,30	2,412	0,641
12	50	5,6	1245,60	730,60	1248,30	2,406	0,522
17	50	5,6	1245,80	733,80	1248,30	2,421	0,486
15	50	6,1	1245,80	735,40	1247,00	2,435	0,235
21	50	6,1	1245,70	734,60	1246,90	2,432	0,234
25	50	6,6	1244,30	733,70	1244,90	2,434	0,117
28	50	6,6	1248,40	736,80	1249,20	2,436	0,156
5	75	4,6	1229,90	725,60	1236,90	2,405	1,369
18	75	4,6	1239,90	732,00	1246,60	2,409	1,302
9	75	5,1	1239,20	733,80	1240,50	2,446	0,257
13	75	5,1	1239,50	730,80	1243,00	2,420	0,683
3	75	5,6	1230,30	729,60	1231,20	2,453	0,179
10	75	5,6	1242,20	738,30	1243,70	2,458	0,297
4	75	6,1	1243,50	735,70	1244,40	2,444	0,177
7	75	6,1	1244,60	736,80	1246,20	2,443	0,314
26	75	6,6	1245,70	737,80	1246,20	2,450	0,098
29	75	6,6	1242,80	738,10	1243,20	2,461	0,079
11	100	4,6	1235,00	727,20	1242,80	2,395	1,513
16	100	4,6	1235,30	731,80	1243,10	2,416	1,526
22	100	5,1	1243,00	739,70	1245,10	2,459	0,416
24	100	5,1	1242,00	738,40	1243,80	2,457	0,356
8	100	5,6	1244,30	740,50	1245,10	2,466	0,159
23	100	5,6	1243,90	740,70	1245,00	2,467	0,218
6	100	6,1	1247,70	739,10	1249,60	2,444	0,372
19	100	6,1	1245,10	742,70	1245,60	2,476	0,099
27	100	6,6	1244,70	741,80	1244,90	2,474	0,040
30	100	6,6	1246,00	737,00	1246,50	2,446	0,098

**Tabla A.4**  
**Resultados de los especímenes compactados de acuerdo**  
**con la metodología SUPERPAVE**

<b>Espécimen</b>	<b>CA %</b>	<b>No. Giros</b>	<b>G<sub>mb</sub></b>	<b>G<sub>mm</sub></b>	<b>VMA</b>	<b>VFA</b>	<b>V<sub>a</sub></b>	<b>CA<sub>e</sub></b>	<b>Def APA mm</b>
1	4,1	50	2,399	2,603	16	50,97	7,9	3,50	2,02
2	4,1	50	2,404	2,603	16	51,72	7,6	3,50	4,09
3	4,6	50	2,402	2,583	16	57,19	7,0	4,01	2,55
4	4,6	50	2,410	2,583	16	58,41	6,7	4,01	3,21
5	5,1	50	2,420	2,562	16	65,56	5,6	4,51	3,51
6	5,1	50	2,421	2,562	16	65,83	5,5	4,51	3,94
7	5,6	50	2,433	2,542	16	73,41	4,3	5,01	4,39
8	5,6	50	2,435	2,542	16	73,77	4,2	5,01	3,01
9	6,1	50	2,473	2,523	15	87,01	2,0	5,52	2,94
10	6,1	50	2,444	2,523	16	80,79	3,1	5,52	4,36
11	4,1	100	2,426	2,603	15	54,75	6,8	3,50	3,12
12	4,1	100	2,398	2,603	16	50,87	7,9	3,50	3,18
13	4,6	100	2,401	2,583	16	57,03	7,0	4,01	2,29
14	4,6	100	2,423	2,583	16	60,41	6,2	4,01	2,54
15	5,1	100	2,457	2,562	15	72,39	4,1	4,51	3,42
16	5,1	100	2,465	2,562	15	74,01	3,8	4,51	2,89
17	5,1	100	2,459	2,562	15	72,81	4,0	4,51	2,55
18	5,1	100	2,465	2,562	15	74,02	3,8	4,51	2,25
19	5,6	100	2,443	2,542	16	75,33	3,9	5,01	2,95
20	5,6	100	2,473	2,542	15	81,40	2,7	5,01	3,02
21	5,6	100	2,416	2,542	17	70,36	5,0	5,01	2,9
22	5,6	100	2,432	2,542	16	73,34	4,3	5,03	1,81
23	6,1	100	2,485	2,523	15	90,21	1,4	5,53	3,06
24	6,1	100	2,489	2,523	15	91,10	1,3	5,53	2,32
25	6,1	100	2,488	2,523	15	90,71	1,4	5,53	3,17
26	6,1	100	2,495	2,523	14	92,60	1,1	5,53	2,23
27	4,1	160	2,426	2,603	15	54,80	6,8	3,50	
28	4,1	160	2,417	2,603	15	53,51	7,1	3,50	2,48
29	4,1	160	2,425	2,603	15	54,64	6,8	3,50	2,25
30	4,1	160	2,430	2,603	15	55,4	6,7	3,50	1,95
31	4,6	160	2,424	2,583	16	60,58	6,1	4,01	
32	4,6	160	2,416	2,583	16	59,25	6,5	4,01	2,01
33	4,6	160	2,422	2,583	16	60,27	6,2	4,01	2,3
34	4,6	160	2,419	2,583	16	59,79	6,3	4,01	2,38
35	5,1	160	2,438	2,562	16	68,77	4,8	4,51	
36	5,1	160	2,461	2,562	15	73,10	4,0	4,51	3,01
37	5,1	160	2,469	2,562	15	72,76	4,0	4,51	2,37

Continuación Tabla A.4

Espécimen	CA %	No. Giros	G <sub>mb</sub>	G <sub>mm</sub>	VMA	VFA	Va	CA <sub>e</sub>	Def APA mm
38	5,6	160	2,448	2,542	16	76,47	3,7	5,03	
39	5,6	160	2,470	2,542	15	81,14	2,8	5,03	2,01
40	5,6	160	2,502	2,542	14	88,60	1,6	5,03	2,9
41	5,6	160	2,496	2,542	14	87,25	1,8	5,03	3,83
42	6,1	160	2,470	2,523	15	86,64	2,0	5,53	3,63
43	6,1	160	2,488	2,523	15	90,92	1,3	5,53	2,82
44	6,1	160	2,468	2,523	15	86,14	2,1	5,53	3,59
45	4,1	250	2,468	2,603	14	61,7	5,2	3,50	2,19
46	4,1	250	2,434	2,603	15	56,1	6,5	3,50	2,96
47	4,6	250	2,487	2,583	13	72,4	3,7	4,01	2,36
48	4,6	250	2,459	2,583	14	66,6	4,8	4,01	2,97
49	5,1	250	2,478	2,562	14	76,7	3,3	4,51	2,73
50	5,1	250	2,505	2,562	13	83,0	2,3	4,51	4,08
51	5,6	250	2,504	2,542	14	89,0	1,5	5,01	2,73
52	5,6	250	2,512	2,542	13	91,1	1,2	5,01	3,42
53	6,1	250	2,514	2,523	14	97,4	0,4	5,52	2,43
54	6,1	250	2,490	2,523	15	91,0	1,3	5,52	2,6

\* Respecto a la masa total de la mezcla

**TablaA.5**  
**Resultados de los especímenes compactados de acuerdo con**  
**el método Marshall**

Espécimen	No. de golpes/cara	CA %	G <sub>mb</sub>	G <sub>mm</sub>	VMA	VFA	V <sub>a</sub>	CA <sub>e</sub> %
1	50	4,6	2,388	2,583	17	55,22	7,5	4,0
2	50	4,6	2,383	2,583	16	60,09	6,3	4,0
14	50	5,1	2,405	2,562	17	59,86	7,0	4,5
20	50	5,1	2,412	2,562	16	68,21	5,0	4,5
12	50	5,6	2,406	2,542	17	68,41	5,4	5,0
17	50	5,6	2,421	2,542	16	73,16	4,3	5,0
15	50	6,1	2,435	2,523	17	74,63	4,4	5,5
21	50	6,1	2,432	2,523	17	78,74	3,5	5,5
25	50	6,6	2,434	2,503	18	78,32	3,9	6,0
28	50	6,6	2,436	2,503	17	84,08	2,7	6,0
5	75	4,6	2,405	2,582	16	57,64	6,9	6,9
18	75	4,6	2,409	2,582	14	66,44	4,8	4,8
9	75	5,1	2,446	2,562	17	63,88	6,0	6,0
13	75	5,1	2,420	2,562	15	69,94	4,6	4,6
3	75	5,6	2,453	2,542	16	75,77	3,8	3,8
10	75	5,6	2,458	2,542	16	75,31	3,9	3,9
4	75	6,1	2,444	2,522	17	76,08	4,1	4,1
7	75	6,1	2,443	2,522	16	82,03	2,9	2,9
26	75	6,6	2,450	2,503	16	87,62	2,0	2,0
29	75	6,6	2,461	2,503	16	89,34	1,7	1,7
11	100	4,6	2,395	2,582	17	56,23	7,3	7,3
16	100	4,6	2,416	2,582	16	68,12	4,5	4,5
22	100	5,1	2,459	2,562	15	64,94	5,7	5,7
24	100	5,1	2,457	2,562	16	69,87	4,6	4,6
8	100	5,6	2,466	2,542	16	78,58	3,3	3,3
23	100	5,6	2,467	2,542	14	82,15	2,6	2,6
6	100	6,1	2,444	2,522	15	83,56	2,6	2,6
19	100	6,1	2,476	2,522	15	87,28	1,9	1,9
27	100	6,6	2,474	2,503	15	90,57	1,5	1,5
30	100	6,6	2,446	2,503	17	86,07	2,3	2,3

\* Respecto a la masa total de la mezcla

**Tabla A.6**  
**Resultados de los ensayos de resistencia a tensión indirecta**

Especimen	No. giros	CA*	altura	Diámetro	Carga máxima	RTI	$e_t$	$G_{mb}$	VMA	VFA	$V_a$
		%	mm	mm	kN	kPa	%		%	%	%
1	50	4,1	69,81	150	33,12	2014	1,8	2,387	16,42	49,5	8,3
2	50	4,1	82,93	150	35,01	1791	1,8	2,37	17,02	47,4	9,0
3	50	4,6	78,37	150	29,90	1619	2,4	2,401	16,37	57,2	7,0
4	50	5,1	78,17	150	23,10	1254	3,1	2,432	15,74	67,8	5,1
5	50	5,1	72,42	150	22,69	1329	1,8	2,412	16,43	64,4	5,9
6	50	5,6	76,67	150	31,51	1744	2,8	2,441	15,87	75,0	4,0
7	50	5,6	80,12	150	22,60	1197	4,0	2,423	16,49	71,6	4,7
8	50	6,1	73,46	150	36,12	2087	2,4	2,461	15,63	84,3	2,5
9	50	6,1	70,18	150	31,41	1900	2,7	2,452	15,94	82,3	2,8
10	100	4,1	73,80	150	30,15	1734	1,9	2,381	16,63	48,7	8,5
11	100	4,1	71,07	150	29,98	1790	1,9	2,369	17,05	47,3	9,0
12	100	4,6	69,12	150	36,55	2245	1,9	2,410	16,06	58,5	6,7
13	100	4,6	79,70	150	41,43	2206	2,3	2,398	16,48	56,8	7,1
14	100	5,1	72,72	150	28,20	1646	1,8	2,451	15,08	71,3	4,3
15	100	5,1	68,70	150	44,43	2745	1,6	2,483	13,97	77,9	3,1
16	100	5,6	69,97	150	32,09	1947	1,7	2,453	15,46	77,3	3,5
17	100	5,6	72,72	150	36,57	2134	2,2	2,461	15,18	79,0	3,2
18	100	6,1	71,57	150	41,67	2471	2,2	2,480	14,98	88,6	1,7
19	100	6,1	70,23	150	30,91	1868	2,3	2,471	15,29	86,5	2,1
20	160	4,1	69,65	150	30,79	1876	2,0	2,425	15,09	54,7	6,8
21	160	4,1	71,47	150	38,96	2314	1,7	2,43	14,92	55,5	6,6
22	160	4,6	69,15	150	45,90	2817	1,4	2,459	14,35	66,8	4,8
23	160	4,6	68,05	150	43,63	2721	1,7	2,419	15,75	59,9	6,3
24	160	5,1	68,36	150	46,98	2917	1,7	2,469	14,45	74,9	3,6
25	160	5,1	70,33	150	51,36	3099	1,4	2,497	13,48	81,2	2,5
26	160	5,6	65,70	150	49,67	3209	2,0	2,470	14,87	81,0	2,8
27	160	5,6	67,19	150	48,92	3090	1,4	2,496	13,98	87,1	1,8
28	160	6,1	66,30	150	46,28	2962	1,7	2,488	14,70	90,6	1,4
29	250	4,1	67,47	150	40,91	2573	2,5	2,468	13,60	61,8	5,2
30	250	4,1	67,45	150	37,30	2347	1,7	2,434	14,77	56,1	6,5
31	250	4,6	70,04	150	48,33	2929	2,0	2,487	13,37	72,5	3,7
32	250	4,6	68,77	150	45,33	2796	1,1	2,459	14,37	66,7	4,8
33	250	5,1	66,01	150	43,30	2784	2,5	2,478	14,14	76,8	3,3
34	250	5,1	66,31	150	52,03	3330	1,4	2,505	13,22	83,1	2,2
35	250	5,6	68,20	150	47,61	2963	1,7	2,504	13,69	89,1	1,5
36	250	5,6	66,31	150	47,70	3053	1,1	2,512	13,43	91,2	1,2
37	250	6,1	67,07	150	46,69	2952	1,4	2,514	13,82	97,4	0,4
38	250	6,1	67,23	150	45,49	2871	1,7	2,490	14,65	91,0	1,3

\*Respecto a la mezcla total



‡ **Certificación ISO 9001:2000 según documento No 03-007-MX, vigente hasta el 24 de octubre de 2006 ([www.imt.mx](http://www.imt.mx))**

§ **Laboratorios acreditados por EMA para los ensayos descritos en los documentos MM-054-010/03 y C-045-003/03, vigentes hasta el 9 de abril de 2007 ([www.imt.mx](http://www.imt.mx))**

**CIUDAD DE MÉXICO**

Av Patriotismo 683  
Col San Juan Mixcoac  
03730, México, D F  
tel (55) 5598-5610  
fax (55) 55 98 64 57

**SANFANDILA**

km. 12+000, Carretera  
Querétaro-Galindo  
76700, Sanfandila, Qro  
tel (442) 216-9777  
fax (442) 216-9671

[www.imt.mx](http://www.imt.mx)  
[publicaciones@imt.mx](mailto:publicaciones@imt.mx)