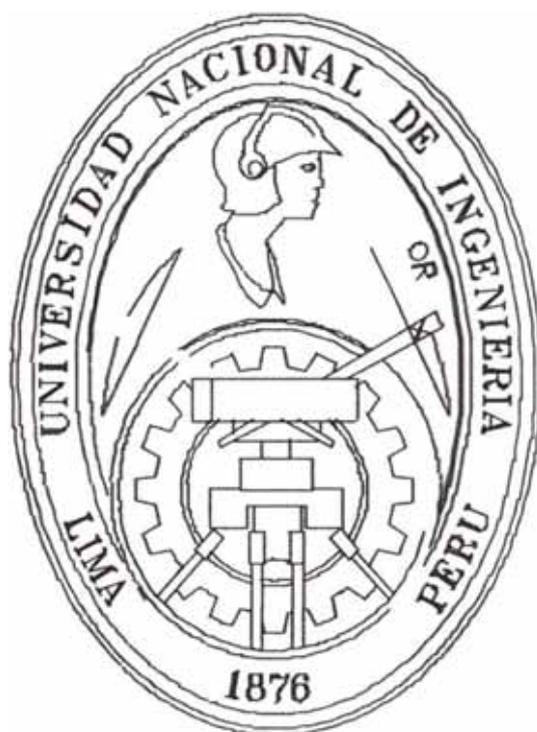


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
SECCIÓN DE POST-GRADO



**COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE MEZCLAS  
ASFÁLTICAS TIPO SUPERPAVE Y SMA**

TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS CON  
MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

**ING. SILENE AZUCENA MINAYA GONZÁLEZ**

LIMA-PERÚ  
2006

**Resumen de Tesis presentada a la Sección de Post-Grado de la Universidad Nacional de Ingeniería como parte del requisito necesario para optar el grado de Magíster en Ciencias**

## **COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS TIPO SUPERPAVE Y SMA**

**Ing. Silene Minaya González**

**Mayo del 2006**

**Asesor : M. Sc. e Ing. Edwin Abel Ordóñez Huamán**  
**Facultad : Ingeniería Civil**

### **RESUMEN**

Las mezclas asfálticas en los EE.UU. han sido diseñadas mediante procedimientos típicamente empíricos basados en ensayos de laboratorio, esto significaba que la experiencia era necesaria para correlacionar los análisis de laboratorio y el comportamiento del pavimento en el campo. Sin embargo, aún con el seguimiento estricto de los procedimientos y criterios de diseño, el comportamiento adecuado no estaba asegurado.

El Método Superpave es un producto de la Strategic Highway Research Program, SHRP creado por el Congreso Americano en el año 1987, con un presupuesto de 500 millones de dólares para investigar el comportamiento de las mezclas asfálticas, la duración de las vías, así como el desarrollo de métodos basados en especificaciones que relacionen los análisis de laboratorio con el comportamiento en el campo.

El Superpave está siendo implementado por agencias americanas para reemplazar los métodos Marshall y Hveem. Superpave optimiza la resistencia de la mezcla a las deformaciones permanentes, agrietamiento por fatiga y el agrietamiento producido por bajas temperaturas.

En los inicios de 1960 la industria europea del asfalto reconoció la necesidad de pavimentos resistentes a las deformaciones permanentes y daños en el pavimento sometido a tráfico pesado y bajas temperaturas. En respuesta a ello, los contratistas desarrollaron el Stone Mastic Asphalt, SMA mezcla de granulometría incompleta con un contenido mayor de grava, mineral de filler y cemento asfáltico así como menor cantidad de arena. La mezcla tuvo tanto éxito en Alemania y su uso se expandió a toda Europa y actualmente a EE.UU. y Canadá.

El trabajo de investigación presenta los resultados de investigaciones sobre mezclas asfálticas tipo Superpave y SMA.

## ABSTRACT

In U.S. Asphalt mixtures have typically been designed with empirical laboratory design procedures, meaning that field experience is required to determine if the laboratory analysis correlates with pavement performance. However, even with proper adherence to these procedures and the development of mix design criteria, good performance could not be assured.

The Superpave is a product of the Strategic Highway Research Program, SHRP. The SHRP was established by U.S. Congress in 1987, \$500 million research program to improve the performance, durability of road and the development of performance based asphalt specifications to directly relate laboratory analysis with field performance.

The Superpave is being implemented by American agencies to replace the Marshall and Hveem design methods. The Superpave system optimises mixture resistance to permanent deformation, fatigue cracking and low temperature cracking.

In the early 1960's the European asphalt industry recognized a critical need for pavements which would be resistant to permanent deformation and the various pavement distresses associated with heavy traffic and low temperature. In response to this need, contractors developed Stone Mastic Asphalt, SMA a gap graded mix containing increased amounts of gravel, mineral filler and asphalt cement as well as decreased amounts of sand. This mixture proved so successful in Germany that its use was continued throughout Europe and currently in USA and Canada.

The thesis presents the results of investigations at National University of Engineering for the application of the Superpave and SMA in Peru.

# Índice

<b>Capítulo 1: Introducción</b>	<b>1-12</b>
1.1 Antecedentes	1
1.2 Proyecto de Investigación	2
1.3 Objetivos Específicos	3
1.4 Tipos de Fallas en Carpetas Asfálticas	4
1.5 Ligante Asfáltico	4
1.5.1 Definición	4
1.5.2 Cemento Asfáltico	5
1.5.3 Asfaltos Modificados con Polímeros – AMP	5
1.5.3.1 Definiciones	7
1.5.3.2 Polímero SBS (Estireno Butadieno Estireno)	7
1.6 Ensayos Reológicos del asfalto	8
1.7 Comportamiento del asfalto	10
1.8 Ensayos de Resistencia para Evaluar el Comportamiento de Mezclas Asfálticas	12
<b>Capítulo 2: Relaciones Volumétricas y Gravimétricas para Mezclas Asfálticas</b>	<b>13-20</b>
2.1 Generalidades	13
2.2 Definiciones	13
2.3 Análisis de Mezcla Compactada	16
2.4 Gravedad Específica Bulk del Agregado	17
2.5 Gravedad Específica Efectiva del Agregado	17
2.6 Gravedad Específica Teórica Máxima de Mezclas a Diferentes Contenidos de Asfalto	18
2.7 Absorción del Asfalto	18
2.8 Contenido de Asfalto Efectivo de la Mezcla	19
2.9 Porcentaje de VMA en Mezclas Compactada	19
2.10 Porcentaje de Vacíos de Aire en Mezcla Compactada	20
2.11 Porcentaje VFA en Mezcla Compactada	20
<b>Capítulo 3: Sistema Superpave</b>	<b>21-44</b>
3.1 Introducción	21
3.2 Implementación	21
3.3 Etapas del Sistema Superpave	22
3.4 Ensayos de Agregados	22
3.4.1 Propiedades Consensuales	23
3.4.2 Propiedades de Fuente	27
3.5 Ensayos Reológicos del Asfalto	28
3.5.1 Grado de Performance	28
3.5.2 Especificaciones del Ligante Asfáltico Superpave	28
3.6 Diseño de la Estructura del Agregado	37
3.7 Determinación del Contenido de Ligante Asfáltico	41
3.7.1 Compactador Giratorio Superpave	41
3.7.2 Equipo de Compactación	41
3.7.3 Preparación y Compactación de especímenes	43

3.7.4 Selección del Optimo Contenido de Asfalto	43
3.8 Sensibilidad al humedecimiento	44
<b>Capítulo 4: Mezclas Asfálticas Tipo SMA</b>	<b>45-67</b>
4.1 Introducción	45
4.2 Revisión Bibliográfica	46
4.2.1 Referencia Histórica	46
4.2.2 Comportamiento de Mezclas SMA	47
4.3 Diseño de Mezclas	48
4.3.1 Fibras (Aditivo Estabilizador)	48
4.3.2 Asfalto Modificado con Polímero	50
4.3.3 Contacto Piedra-Piedra	51
4.3.4 Agregados	52
4.3.5 Material de Relleno (Filler)	53
4.3.6 Análisis Volumétrico	54
4.3.7 Elección del Optimo Contenido de Asfalto	55
4.4 Experiencias con SMA por el Mundo	56
<b>Capítulo 5: Comportamiento de Mezclas Asfálticas</b>	<b>68-89</b>
5.1 Introducción	68
5.2 Ensayos de Laboratorio para Caracterizar Mezclas asfálticas	72
5.2.1 Introducción	72
5.2.2 Revisión de Metodologías Utilizadas	74
5.3 Módulo Dinámico de Mezclas Bituminosas	82
5.3.1 Módulo Complejo	82
5.4 Ensayos Propuestos para Evaluar el Comportamiento Mecánico	86
5.4.1 Ensayo de Compresión Confinada	88
5.4.2 Compresión Edométrica	89
<b>Capítulo 6: Trabajo Experimental</b>	<b>90-124</b>
6.1 Introducción	90
6.2 Programa de Investigación	90
6.3 Objetivos del Estudio	91
6.4 Estudio y Características de Materiales Utilizados en las Mezclas	91
6.4.1 Agregado Mineral	91
6.4.2 Material de Relleno o Filler	93
6.4.3 Ligante Asfáltico	95
6.4.4 Fibras Celulosa	97
6.5 Preparación de Especímenes	98
6.6 Ensayos Realizados en las Mezclas	103
6.6.1 Determinación del Escurrimiento en Mezclas o Compactadas del Tipo SMA-AASHTO T 305	103
6.6.2 Gravedad Específica Teórica Máxima (Rice)	104
6.6.3 Características Físicas de los Especímenes	105
6.7 Ensayos del Comportamiento Mecánico	109
6.7.1 Estabilidad Marshall	109
6.7.2 Compresión Confinada	112
6.7.3 Compresión Edométrica	115
6.8 Ecuación de Predicción de E* Witczak y otros	121
<b>Capítulo 7: Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>125-129</b>
<b>Referencias Bibliográficas</b>	<b>130-132</b>
<b>Apéndice A: Ensayos de Calidad de Agregados y Asfalto</b>	<b>133-142</b>
<b>Apéndice B: Resultados de Ensayos de Compresión</b>	<b>143-182</b>
<b>Apéndice C: Módulos Dinámicos Aplicando la Ecuación de Witczak y otros</b>	<b>183-185</b>

## Tablas

Tabla 3.1: Especificaciones Superpave	27
Tabla 3.2: Equipos para Ensayos Superpave	29
Tabla 3.3: Especificaciones del ligante Superpave	35-36
Tabla 3.4: Especificaciones de Agregados Superpave	40
Tabla 3.5: Esfuerzo de Compactación del SGC	43
Tabla 4.1: Propiedades de Fibras Celulosas AASHTO MP8-01	50
Tabla 4.2: Propiedades de Fibras Mineral AASHTO MP8-01	50
Tabla 4.3: Características de Mezclas Asfálticas Tipo SMA usadas en Alemania según las especificaciones técnicas Alemanas ZTV Asphalt – StB 01(2001)	57
Tabla 4.4: Requisitos de calidad para Agregado Grueso AASHTO MP8	58
Tabla 4.5: Requisitos de Calidad para Agregado Fino AASHTO MP8	58
Tabla 4.6: Rango Granulométrico de SMA (% pasante por volumen) AASHTO MP8	59
Tabla 4.7: Especificaciones de Mezclas SMA para Diseño Marshall NAPA 2002	59
Tabla 4.8: Especificaciones de Mezclas SMA para Diseño con Compactador Giratorio Superpave AASHTO MP8 y NAPA 2002	59
Tabla 4.9: Especificaciones Técnicas usadas en la república Checa EAPA 1998	61
Tabla 4.10: Composición granulométrica de SMA usada en Dinamarca EAPA 1998	61
Tabla 4.11: Especificaciones constructivas de SMA en Dinamarca EAPA 1998	61
Tabla 4.12: Composición de Mezclas usadas en Francia (EAPA, 1998)	62
Tabla 4.13: Requisitos necesarios en el cálculo de Mezclas BBM EAPA, 1998	63
Tabla 4.14: Especificaciones de Mezclas SMA usadas en Hungría EAPA, 1998	64
Tabla 4.15: Especificaciones de Mezclas SMA usadas en Italia EAPA, 1998	64
Tabla 4.16: Especificaciones de Mezclas SMA usadas en Holanda EAPA, 1998	65
Tabla 4.17: Especificaciones de Mezclas SMA usadas en Portugal EAPA, 1998	66
Tabla 4.18: Especificaciones de Mezclas SMA usadas en Suecia EAPA, 1998	66
Tabla 4.19: Especificaciones Granulométricas de Mezclas SMA usadas en Suecia	67
Tabla 6.1: Agregado de Bituper S.A.C.	94
Tabla 6.2: Agregado de Cantera Carabayllo	94
Tabla 6.3: Datos Referentes al asfalto Modificado con SBS Ipiranga Asfaltos S.A	95
Tabla 6.4: Parámetros de Regresión A y VTS	96
Tabla 6.5: Viscosidad versus Temperatura para asfalto PEN 60-70	97
Tabla 6.6: Ensayos correspondientes a la Etapa I	101
Tabla 6.7: Ensayos correspondientes a la Etapa II	102
Tabla 6.8: Valores Promedios de Estabilidad Marshall en Mezclas Densas Convencionales, Superpave y SMA	110
Tabla 6.9: Valores Promedios de Módulo Dinámico versus Contenido de Asfalto en Mezclas Densas Convencionales, Superpave y SMA Ensayo de Compresión Confinada	112
Tabla 6.10: Valores Promedios de Módulo Dinámico versus Contenido de Asfalto en Mezclas Superpave y SMA Ensayo de Compresión Edométrica	116
Tabla 6.11: Resumen de Módulos Dinámicos E*, Presión de Confinamiento 10 Hz	120
Tabla 6.12: Parámetros granulométricos de ingreso para Superpave y SMA aplicando la Ecuación de Witczak	122
Tabla 6.13: Módulo Dinámico para los especímenes preparados en el Laboratorio aplicando la ecuación propuesta por Witczak	123

## Figuras

Figura 1.1: Características de rigidez de ligantes convencionales y ligantes modificados ideales	6
Figura 1.2: Ensayo de Penetración	9
Figura 1.3: Comportamiento del Asfalto	10
Figura 2.1: Propiedades Peso-Volumen en Mezclas Asfálticas Compactadas	15
Figura 2.2: Esquema de una Muestra HMA Compactada	16
Figura 3.1: Relación de largo-ancho y ancho-espesor	25
Figura 3.2: Ensayo de Equivalente de Arena	27
Figura 3.3: Comportamiento Visco-Elástico	32
Figura 3.4: Ensayo de Viga de Flexión, BBR	33
Figura 3.5: Ensayo de Tensión Directa, DTT	34
Figura 3.6: Base de la carta Potencia de 0.45	38
Figura 3.7: Línea de máxima densidad seca para Tamaño máximo de 19 mm	38
Figura 3.8: Límites de gradación Superpave para tamaño máximo de 19 mm	39
Figura 3.9: Esquema del Equipo de Compactación	42
Figura 3.10: Configuración del Molde SGC	42
Figura 3.11: Acondicionamiento de especímenes Superpave	44
Figura 3.12: Especímenes de control Superpave	44
Figura 4.1(a): Stone Mastic Asphalt	47
Figura 4.1(b): Superpave	47
Figura 4.1(c): Estructura de mezclas SMA	48
Figura 4.2: Equipo del Ensayo de Escurrimiento	49
Figura 4.3: Vacíos en Agregado Mineral, VMA	54
Figura 4.4: Vacíos en Agregado Grueso, $VCA_{DRC}$	55
Figura 4.5: Vacíos en Agregado Grueso, $VCA_{mezcla}$	55
Figura 5.1: Componente de esfuerzos bajo carga en el eje de simetría	69
Figura 5.2: Diferencias entre placa flexible y rígida	70
Figura 5.3: Área elíptica rigidamente cargada	71
Figura 5.4: Esfuerzos en Estructura conformada por carpeta y base asfáltica	74
Figura 5.5: Ensayo de Compresión Diametral	75
Figura 5.6: Curva Típica de Estabilidad versus Contenido de Asfalto	76
Figura 5.7: Curva Típica de Flujo versus Contenido de Asfalto	77
Figura 5.8: Ensayo de Tracción Indirecta durante carga	77
Figura 5.9: Ensayo de Tracción Indirecta en Falla	77
Figura 5.10: Deformación Vertical versus Tiempo	79
Figura 5.11: Ploteo típico del ensayo de Creep y Deformación Permanente	81
Figura 6.1: Propiedades Volumétricas de Mezclas SMA, Superpave y Convencional Etapa Experimental I	106
Figura 6.2: Propiedades Volumétricas de Mezclas SMA, Superpave Ensayadas a 60°C Etapa Experimental II	107
Figura 6.3: Propiedades Volumétricas de Mezclas SMA y Superpave Ensayadas a 0°C Etapa Experimental II	108
Figura 6.4: Estabilidad Marshall de Mezclas SMA, Superpave y Densa Convencional con Asfalto PEN 60/70, T° Ensayo: 60° y 20°C	111
Figura 6.5: Compresión Confinada de Mezclas SMA, Superpave y Densa Convencional con Asfalto PEN 60/70, T° Ensayo: 60° y 20°C	113

Figura 6.6: Ensayo de Compresión Confinada sobre mezclas Superpave, Convencionales y SMA	114
Figura 6.7: Compresión Edométrica de Mezclas SMA y Superpave T° Ensayo: 60°C	117
Figura 6.8: Compresión Edométrica de Mezclas SMA y Superpave T° Ensayo: 0°C	118
Figura 6.9: Ensayo de Compresión Edométrica sobre mezclas Superpave y SMA	119
Figura 6.10: Comparación de los valores de Módulos Dinámicos predichos aplicando la ecuación de Witczak y los módulos dinámicos medidos de ensayos de Compresión Edométrica en Mezclas SMA.	124
Figura 6.11: Comparación de los valores de Módulos Dinámicos predichos aplicando la ecuación de Witczak y los módulos dinámicos medidos de ensayos de Compresión Edométrica en Mezclas Superpave	124

## Fotos

Foto 3.1: Equipo para Contenido de vacíos no compactados de agregado fino	24
Foto 3.2: Calibrador de partículas chatas y alargadas	25
Foto 3.3: Agregados con Caras Fracturadas	26
Foto 3.4: Ensayo de Película Fina en Horno Rotatorio	30
Foto 3.5: Equipo para Ensayo de Presión de Envejecimiento Vessel	31
Foto 3.6: Viscosímetro Rotacional	31
Foto 5.1: Especimen de prueba para ensayo de compresión diametral	77
Foto 5.2: Ensayo triaxial cíclico, Universidad de Arizona	83
Foto 5.3: Ensayos de compresión edométrica cíclico	87
Foto 6.1: Preparación de especímenes Superpave y Stone Mastic Asphalt	103

## Introducción

### 1.1 ANTECEDENTES

La presente tesis tuvo sus antecedentes en el proyecto de investigación denominado “*Aproximación al Conocimiento Superpave*” desarrollado durante el año 2002, con el auspicio del *Instituto de Investigaciones de la FIC-UNI*. En esa etapa se tomó conocimiento del sistema SUPERPAVE relacionado a la caracterización de los materiales, evaluación del comportamiento mecánico a través de ensayos del asfalto y la mezcla asfáltica, parámetros y procedimiento de diseño. El objetivo del proyecto fue el entendimiento del sistema SUPERPAVE y su difusión en el medio ingenieril. Resultado de estos esfuerzos iniciales fue la publicación del texto en versión digital “*SUPERPAVE y el Diseño de Mezclas Asfálticas*” (Minaya y Ordóñez, 2003).

En el Perú se siguen usando, en el diseño de mezclas y control en obra, los métodos tradicionales como el método Marshall y el método Hveem. Los métodos indicados presentan las limitaciones que tiene todo método denominado “empírico”, esto es: limitación en evaluar adecuadamente la influencia de las variables de diseño y la limitación de transmitir los conocimientos y la experiencia adquirida por el especialista. Estos métodos se basan en la práctica denominada de “*tentativa y error*”. Esto es más resaltante, si los métodos mencionados, consideran ensayos que no representan el comportamiento real de los materiales involucrados, dejando de lado el aporte de la *mecánica de los materiales*.

Las limitaciones y deficiencias de los métodos empíricos en el diseño de las mezclas asfálticas y en el diseño de estructuras de pavimentos fueron reconocidas en los EE.UU. Por ello, el Congreso Americano, no escatimó esfuerzos ni recursos para realizar una suerte de reciclaje de la ingeniería de pavimentos en los EE.UU. con la finalidad de modificar sus metodologías de diseño.

Los alcances del proyecto de investigación “*Aproximación al Conocimiento Superpave*” fueron ampliados posteriormente con el estudio del comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica denominado SMA (“*Stone Mastic Asphalt*”) que, a pesar de ser un diseño de procedencia europea, actualmente se ha implementado y se utiliza con frecuencia en EE.UU. Las mezclas tipo SMA son importantes, porque se recomiendan para tránsito pesado y en climas fríos, problemas que aún se tienen en el país.

Las investigaciones y conclusiones del proyecto “*Aproximación al Conocimiento Superpave*” fueron presentadas en el V Congreso Nacional de Asfalto y en el I Congreso Internacional de la Construcción y Gerencia, ambos realizados en Lima en 2003. También se publicó un artículo en la edición de diciembre del 2002 de la Revista *TECNIA* de la UNI.

De manera conceptual el sistema *Superpave* es denominado “mecánico” debido a que incorpora conceptos de la mecánica de los materiales como resistencia cortante, deformabilidad, rigidez, elasticidad, viscoelasticidad y el comportamiento hidráulico de los materiales involucrados en la estructura del pavimento. El método de diseño Superpave y especificaciones complementarias se han implementado en muchas agencias estatales de transportes de los EE.UU. en reemplazo de los métodos empíricos Marshall y Hveem. En el año 2000 más del 60% del volumen de mezclas asfálticas fueron diseñadas por el sistema Superpave, según Brown y otros (2001).

Desde hace muchos años se clasificaba el ligante asfáltico de manera indirecta, básicamente con el ensayo de penetración, ensayo realizado a 25°C y propuesto en el año 1888. Las limitaciones de clasificar el cemento asfáltico por penetración son: (a) la penetración no se relaciona, ni representa el comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica en la estructura del pavimento, (b) no evalúa el envejecimiento prematuro y agrietamiento por baja temperatura, y (c) las especificaciones no son las más adecuadas para evaluar los asfaltos modificados.

El SUPERPAVE actualiza el diseño de mezclas asfálticas basado en conceptos empíricos que data de los años 30 del siglo pasado, que es el caso del ensayo Marshall. Los métodos corrientes de diseños de mezclas -Método Marshall y Hveem- determinan propiedades de mezclas, como la estabilidad y flujo, que son indirectamente relacionados al comportamiento mecánico del pavimento. Sin embargo, estos métodos no evalúan la resistencia de los pavimentos al abuellamiento o deformaciones permanentes, agrietamiento por fatiga, agrietamiento por baja temperatura y falla por inadecuado comportamiento hidráulico.

Por otro lado, una gran parte de la red nacional se ubica por encima de los 3,000 m.s.n.m. y los pavimentos ubicados en estas zonas al sufrir el efecto de las bajas temperaturas se agrietan de manera prematura. El *Stone Mastic Asphalt*, SMA, diseño de origen alemán desarrollado en los años 60 ha permitido dar solución a los problemas de tránsito pesado y climas fríos, de las carreteras en Europa, EE.UU. y Canadá y recientemente en Brasil y Argentina.

El concepto de diseño SMA se basa en una estructura granular donde predomina el contacto piedra-piedra el mismo que le provee de alta resistencia cortante, baja deformación permanente o “*rutting*” y considera un buen porcentaje de ligante que le confiere una excelente durabilidad. Las características del comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica se alcanzan utilizando una granulometría incompleta (“*gap-graded aggregate*”) combinada con fibra celulosa y/o polímeros modificados y un mayor contenido de ligante. El comportamiento del SMA es actualmente calificado en los EE.UU. y Canadá como de excelente bajo tráfico pesado e intenso y climas fríos, bajo costo de mantenimiento y una duración que alcanza los 30 años de vida de servicio.

## 1.2 PROYECTO DE INVESTIGACION

Los métodos más frecuentes para diseñar y evaluar mezclas asfálticas en caliente son los ensayos de estabilidad Marshall y Hveem. Ambos métodos han servido a la industria para

diseñar mezclas asfálticas y continuarán, por lo menos en el país, siendo usadas hasta que se incorporen mejores métodos de ensayo y sobre todo, los nuevos ensayos sean aceptados. Como ambos métodos tienen un sustento básicamente empírico, no existe una buena correlación entre el método de ensayo y su comportamiento en campo [39].

Los ensayos no confinados como el Marshall y el ensayo de tracción indirecta realizados por la NCAT, EEUU y la Universidad Federal de Río de Janeiro sobre mezclas asfálticas densas convencionales y mezclas asfálticas tipo SMA no han dado resultados concluyentes, por ejemplo, sobre la superioridad del comportamiento mecánico de las mezclas tipo SMA sobre las muestras densas convencionales. Los resultados de estabilidad y flujo en ambas mezclas indican que las mezclas densas convencionales son más resistentes que las mezclas SMA, resultado contradictorio con el comportamiento real en campo. Los investigadores concluyeron que se deberían desarrollar nuevos ensayos de laboratorio que evalúen adecuadamente el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas.

Esto nos lleva a la conclusión que los ensayos de laboratorio propuestos hasta la actualidad no representan el comportamiento mecánico real de las mezclas asfálticas en campo. Investigadores de Arizona State University están actualmente evaluando el ensayo adecuado para tal fin. El ensayo elegido debe evaluar el comportamiento mecánico de cualquier tipo de mezcla asfáltica que permita predecir su comportamiento para fines de diseño.

La fortaleza de las mezclas asfálticas tipo SMA se encuentra en el alto porcentaje de piedra que contienen y casi nula presencia de arenas, de tal forma que la estructura granular se caracteriza por el contacto piedra-piedra. Sin embargo, para medir la resistencia de la estructura, el ensayo debe ser confinado, dado que gran parte de la resistencia lo proporcionará el efecto de confinamiento como sucede con toda estructura granular.

El trabajo de investigación realizado se inició con los ensayos de compresión confinada para posteriormente realizar y finalmente proponer los ensayos de compresión edométrica como ensayo de diseño para fines de proyectos. Para el ensayo de compresión confinada se ha utilizado la prensa del equipamiento del ensayo de CBR y para los ensayos edométricos se utilizó un disco metálico de diámetro similar al diámetro de la muestra. Se prepararon especímenes de mezclas asfálticas densas convencionales, tipo Superpave y SMA. Los ensayos realizados fueron: estabilidad Marshall, compresión confinada y compresión edométrica.

### **1.3 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Proponer un ensayo confinado cíclico para evaluar el comportamiento mecánico de mezclas asfálticas y que sea aplicado en el diseño ingenieril. Los ciclos de carga-descarga serán tan rápidos como la prensa utilizada lo permita, esto es de 5 segundos. Se evaluará el módulo de las mezclas para frecuencias de 0.20, lo que representa ciclos de cargas lentas.
- Comparar los módulos de mezclas Superpave, SMA y convencionales, preparadas con contenidos de asfalto cercanos al óptimo.
- En mezclas Stone Mastic Asphalt, se evaluará el aporte de las fibras, para evitar el escurrimiento.

## **14 TIPOS DE FALLAS EN CARPETAS ASFÁLTICAS**

Las fallas que se presentan de manera frecuente en las carpetas de mezclas asfálticas en caliente son: el agrietamiento por baja temperatura, la deformación permanente o *rutting*, el agrietamiento por fatiga, el desprendimiento superficial o *raveling* y la susceptibilidad al humedecimiento o *stripping*.

Algunas de las fallas mencionadas como el agrietamiento por baja temperatura y por fatiga, tienen mayor relación con las propiedades del cemento asfáltico. Los agregados pueden hacer poco para detener el agrietamiento una vez que ya se formó.

La deformación permanente o *rutting* y susceptibilidad al humedecimiento o *stripping* no solo dependen del contenido de cemento asfáltico sino de las características del agregado, una buena selección de agregados puede reducir ambos tipos de fallas.

El desprendimiento o *raveling* puede ser un problema de diseño de mezcla (proporcionamiento de la mezcla); es decir, la cantidad de cemento asfáltico en la mezcla es crítica. Bajos contenidos de cemento asfáltico pueden acelerar el *raveling* en mezclas Hot Mix Asphalt (HMA).

Otra falla de las mezclas asfálticas poco mencionada es la resistencia al patinaje, la buena elección de las características superficiales del agregado y su forma, pueden mejorar significativamente la resistencia al patinaje.

Muchos ensayos índices ASTM y AASHTO intentan caracterizar la calidad de los agregados necesarios para mezclas HMA; midiendo el tamaño y gradación, limpieza del agregado, tenacidad y dureza, durabilidad, textura superficial, forma de la partícula, absorción, y afinidad al ligante asfáltico. Sin embargo, estos métodos no indican claramente el comportamiento o *performance* del agregado en mezclas asfálticas en caliente con respecto a las fallas típicas mencionadas.

Sin embargo, las especificaciones existentes para evaluar la calidad del agregado son rigurosas. Tanto en mezclas convencionales, Superpave y SMA se exige un mínimo de calidad para poder utilizar el agregado como parte de la mezcla. En general los ensayos realizados a los agregados son: el ensayo de abrasión Los Ángeles, durabilidad (en proyectos ubicados por encima de 3000 m.s.n.m.), partículas chatas y alargadas, contenido de vacíos no compactados de agregado fino, porcentaje de caras fracturadas y equivalente de arena.

## **15 LIGANTE ASFÁLTICO**

### **1.5.1 DEFINICIÓN**

El cemento asfáltico es un material bituminoso de color marrón oscuro a negro que se encuentra en la naturaleza o es producido por destilación del petróleo.

El cemento asfáltico fue utilizado por los sumerios para impermeabilizar sus embarcaciones hace 6000 años A.C. Los hindúes lo utilizaron en la construcción de grandes baños públicos

hace 3000 años A.C. Los egipcios también lo utilizaron como impermeabilizante, en la momificación y construcción de edificios.

Existen dos tipos de asfaltos: los asfaltos naturales similares al petróleo pesado y los asfaltos resultantes del refino del petróleo. El crudo de petróleo varía en composición dependiendo de la fuente, produciendo diferentes tipos y cantidades de cemento asfáltico residual y otras fracciones destilables.

El crudo de petróleo puede clasificarse arbitrariamente de acuerdo a su gravedad API (American Petroleum Institute). La gravedad API es función de la densidad del material a 60°F y se obtiene de la siguiente expresión:

$$\text{API gravedad}(\text{°}) = \frac{141.5}{\text{gravedad específica}} - 131.5$$

La gravedad API del agua es 10. El asfalto, material más pesado, tiene una gravedad API entre 5 y 10, mientras que el API más liviano de la gasolina es alrededor de 55.

Los procesos de refinación para la obtención de asfaltos dependen de las características del crudo y el rendimiento del asfalto que presentan. Los crudos de petróleo pesado con API menor a 25 resultan en mayores porcentajes de cementos asfálticos, mientras que los petróleos livianos con API mayor a 25 arrojan menores porcentajes de asfaltos.

### **1.5.2 CEMENTO ASFÁLTICO**

La ASTM lo define como una material cementante, cuya rigidez depende de la temperatura en que se encuentre. A temperatura ambiente el cemento asfáltico es sólido a semisólido, y cuando su temperatura se eleva se vuelve líquido, esta condición permite que los agregados sean cubiertos completamente durante la mezcla.

Los cemento asfálticos, se clasifican según su penetración, viscosidad o performance, ésta última basada en tecnología Superpave.

### **1.5.3 ASFALTOS MODIFICADOS CON POLÍMEROS - AMP**

Aunque los modificadores de asfalto se vienen usando por más de 50 años, se ha renovado el interés en los últimos 10 años. Este nuevo interés se debe a los siguientes factores [39]:

- ☞ El incremento en la demanda de mezclas asfálticas en caliente. Volumen y cargas de tráfico, presiones de llanta que se han incrementado en los últimos años causando deformaciones permanentes prematuras.
- ☞ El comportamiento del asfalto depende de la temperatura de servicio, perdiendo rigidez a altas temperaturas e incrementándose cuando las temperaturas son bajas. Esta característica propia de los asfaltos, debe modificarse con la ayuda de modificadores, que permitan ampliar el rango elásticos del asfalto.
- ☞ Con el uso de modificadores la inversión inicial es mayor, pero se ve compensado con mejor vida de servicio.

El asfalto debe modificarse para alcanzar las siguientes características: figura 1.1.

- ☞ Menor rigidez (o viscosidad) a altas temperaturas de construcción para facilitar el bombeo del ligante asfáltico líquido, así como el mezclado y compactación.
- ☞ Mayor rigidez a altas temperaturas de servicio (verano) para reducir las deformaciones permanentes y ondulaciones producto del corte por flujo de la mezcla.
- ☞ Menor rigidez y rapidez de relajación a bajas temperaturas de servicio (invierno) para reducir el agrietamiento térmico.
- ☞ Incremento de la adhesión entre el asfalto y el agregado en presencia de humedad para reducir las peladuras o “stripping”.

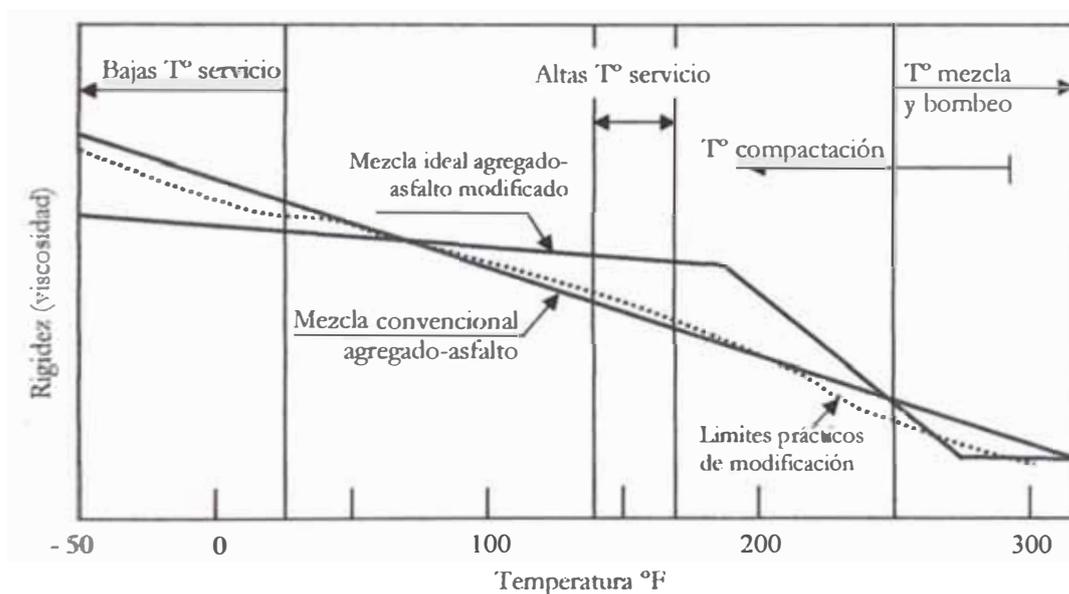


Figura 1.1: Características de rigidez de ligantes convencionales y ligantes modificados ideales

Terrel and Walker [39] sugirieron el primer sistema de clasificación de los aditivos. Los polímeros se refieren al caucho y materiales plásticos. Simplemente denominado “polímero” es una cadena muy larga de moléculas que se forman por que reaccionan químicamente con muchas (“poly”) moléculas pequeñas (monómeros) una tras otra en una larga cadena. La secuencia y estructura química de los monómeros determina las propiedades físicas del polímero resultante. Los “copolímeros” consisten de la combinación de dos diferentes monómeros que pueden estar en un arreglo aleatorio o por bloque. Por ejemplo, el poliestireno es un plástico duro y frágil mientras que el polibutadieno es blando y engomado. Si estos dos diferentes monómeros se mezclan aleatoriamente y reaccionan juntos, se creará un nuevo polímero llamado copolímero. Los polímeros pueden crearse para que cumplan una amplia gama de propiedades ingenieriles. Sin embargo, pueden dividirse en elastómeros (caucho) y plásticos (plástico).

Los **elastómeros** o cauchos usados como modificadores de asfalto incluyen a los cauchos naturales, caucho estireno-butadieno SBR, estireno-butadieno-estireno copolímeros en bloque SBS entre otros. Los elastómeros resisten deformaciones de esfuerzos aplicados extendiendo y recuperando su forma rápidamente cuando el esfuerzo deja de aplicarse. Estos polímeros adicionan muy poca resistencia a los cementos asfálticos hasta que son estirados. Sin embargo, su resistencia a la tensión se incrementa con la elongación.

Los **plastómeros** o plásticos usados como modificadores de asfalto incluye el polietileno, polipropileno, etil-vinil-acetato EVA, polivinil cloruro PVC, etc. Los plastómeros tienen una red **tridimensional** que es resistente a las deformaciones. Estos polímeros exhiben fácil resistencia inicial bajo carga pero pueden fracturarse bajo deformación [39].

Las **mezclas asfálticas** en caliente preparadas con cemento asfáltico modificado con elastómero, resultan en pavimentos más flexibles y resilientes. Por otro lado, los plastómeros generalmente incrementan el módulo de rigidez de las HMA. Sin embargo, el resultado final de cualquier modificación en el asfalto depende de la concentración, peso molecular, composición química y estructura molecular del polímero específico. La fuente de donde proviene el crudo, así como el proceso de refinación son igualmente importantes.

### **1.5.3.1. DEFINICIONES**

Para un mejor entendimiento de los efectos que los polímeros causan en el asfalto, se definirán algunos términos.

#### ***Punto de ruptura Fraass***

También denominado punto de fragilidad Fraass es la temperatura a la cual el asfalto se fisura, luego de estar sometido a ciclos de flexión a temperaturas decrecientes.

#### ***Punto de Ablandamiento***

El asfalto tiene un comportamiento viscoelástico. A medida que se incrementa la temperatura el asfalto se tornará más blando y menos viscoso. El punto de ablandamiento es un valor índice de la tendencia del material a fluir cuando está sometido a altas temperaturas durante su vida de servicio.

### **1.5.3.2. POLÍMERO SBS (ESTIRENO-BUTADIENO-ESTIRENO)**

El principal propósito de utilizar modificadores de caucho en mezclas asfálticas en caliente es incrementar la rigidez de la mezcla a altas temperaturas, volverlo más elástico y resistente al agrietamiento por fatiga a temperaturas intermedias de servicio y no modificar su rigidez a bajas temperaturas de servicio para resistir el agrietamiento térmico.

El SBS copolímero en bloque se presenta como pellets u otros. El poliestireno se funde arriba de los 90°C y el rango en que el polibutadieno se torna rígido está próximo a -90°C, por esa razón el SBS es el modificador mas usado del cemento asfáltico tanto en zonas donde las temperaturas son muy altas como en zonas donde las temperaturas son muy bajas.

En zonas donde las *temperaturas son muy altas*, que pasan el punto de ablandamiento del cemento asfáltico puro y cuando el flujo es prácticamente viscoso, el SBS forma una malla que envuelve el ligante fluido, manteniendo una alta consistencia en el sistema. A partir de la fusión completa del rango de los estirenos, la mezcla de cemento asfáltico-SBS pasa a ser fluido viscoso.

En zonas donde las *temperaturas son muy bajas*, el cemento asfáltico tiene un comportamiento rígido con correspondientes agrietamientos. El SBS disminuye bastante el punto de ruptura Fraass de la mezcla, dándole elasticidad a temperaturas muy por debajo del punto de ruptura del cemento asfáltico puro.

Con la elevación del punto de ablandamiento y al mismo tiempo la disminución del punto de ruptura Fraass del cemento asfáltico, la presencia del elastómero termoplástico SBS en el cemento asfáltico incrementa considerablemente el rango de plasticidad, lo que significa una considerable reducción de su susceptibilidad térmica, que es la cualidad más buscada entre los modificadores del cemento asfáltico.

El polímero SBS está formado por bloques de poliestireno y polibutadieno unidos químicamente, presentan fuerte interacción en base bituminosa por ser compatibles tanto en los componentes aromáticos como los no aromáticos. Con la incorporación del polímero SBS, el asfalto modificado puede tener para ciertos grados de temperatura, características de un ligante ideal, es decir, propiedades constantes y susceptibilidad térmica pequeña en todas las variaciones climáticas a las que estaría sometido [39].

Para este trabajo de investigación se utilizó asfaltos modificados con polímeros SBS denominados Betuflex 80/60 y 60/60 de Ipiranga Asfaltos S.A. Este polímero, producido y patentado por Brasil, es el más utilizado en dicho país.

## 1.6 ENSAYOS REOLÓGICOS DEL ASFALTO

Como la química del asfalto es muy compleja, la experiencia ha demostrado que las especificaciones deben estar relacionadas con las propiedades físicas o de manera más precisa, con su comportamiento mecánico. Las especificaciones actuales en el Perú utilizan todavía los ensayos de penetración, viscosidad y ductilidad para evaluar el asfalto. Muchos de los ensayos actuales son empíricos, significando que la experiencia es todavía necesaria para que los resultados de los ensayos se puedan interpretar adecuadamente. Sin embargo, tal práctica ha demostrado que tiene importantes limitaciones.

Entre los años 40 y 50 fue usado en los EE.UU. y Canadá el sistema de clasificación por penetración. El ensayo de penetración realizado a 25°C (temperatura elegida como el promedio de la temperatura de servicio del pavimento) mide la profundidad que penetra una aguja de 100 g, durante 5 s en una muestra de asfalto. Este ensayo indica la rigidez del asfalto, que solo puede ser relacionado con su comportamiento en campo mediante la experiencia. Como el valor de la penetración no es una medida fundamental dicho valor no puede ser racionalmente incluida en modelos mecanísticos. En la figura 1.2 se ilustra el procedimiento de ensayo.

El sistema de gradación por viscosidad se basó en los ensayos de viscosidad del ligante. La viscosidad es una medida fundamental del flujo, que proporciona información acerca del comportamiento viscoso a mayores temperaturas. Este ensayo no es adecuado para controlar el comportamiento mecánico de ligantes no newtonianos (y viscoelásticos), requiriendo de ensayos adicionales al de la viscosidad.

Son dos las viscosidades medidas: la viscosidad absoluta (60°C) y viscosidad cinemática (135°C). Ambas usan el principio de velocidad de flujo a través de un área conocida.

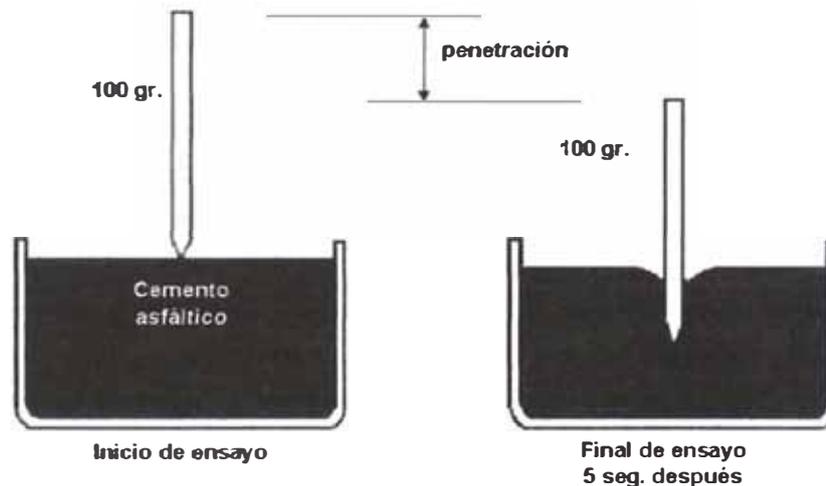


Figura 1.2: Ensayo de penetración  
“Asphalt Cements”, Mary Stroup-Gardiner, Mayo 1997.

El sistema de gradación de los asfaltos se basa en la viscosidad absoluta (60°C). Se incluye una viscosidad mínima a 135°C para ayudar a definir la máxima velocidad de cambio en las propiedades del material con la temperatura. Los valores de penetración decrecen con el incremento de la viscosidad.

Entre los años 80 y 90 la *Pacific Coast User Producer Conference* adoptó un nuevo sistema de especificación propuesto por J. Goodrich y R. Reese<sup>1</sup>, llamado *Especificaciones de Asfalto basado en su Performance* (PBA) que intentó incluir las variaciones regionales de climas y el envejecimiento o deterioro del asfalto durante su vida de servicio.

Las especificaciones actuales pueden calificar diferentes asfaltos con similar grado (basado en ensayos puntuales a una determinada temperatura) cuando su comportamiento a temperaturas distintas puede ser totalmente diferente.

Reconociendo las deficiencias de tal sistema, las agencias estatales de carreteras han realizado esfuerzos por implementar nuevos ensayos que permitan medir la rigidez del asfalto a temperaturas extremas de servicio.

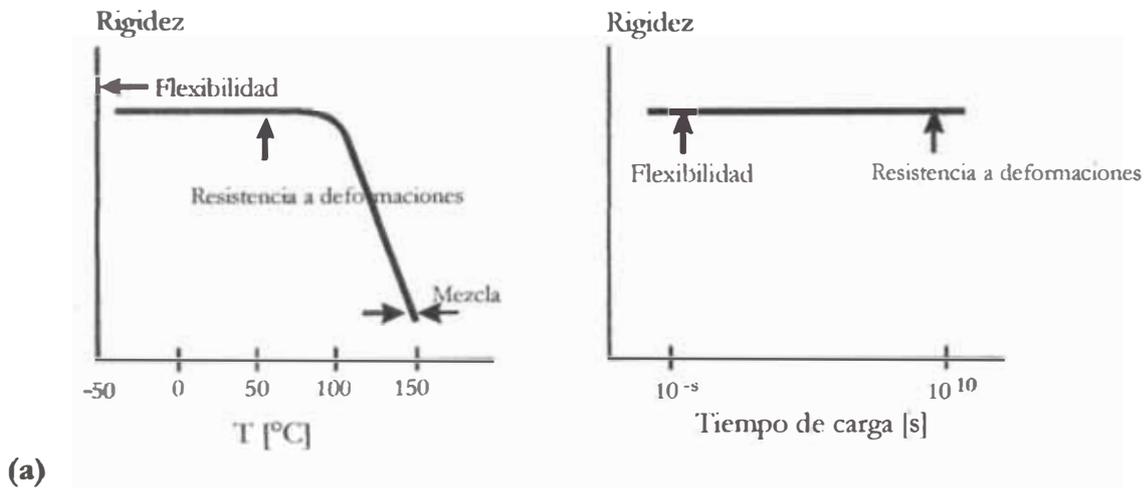
<sup>1</sup> *The Future of Performance-Related Binder Specifications*. L. Zanzotto y otros. 2000.

### 1.7 COMPORTAMIENTO DEL ASFALTO

Como la naturaleza del asfalto es viscoelástica, el comportamiento del cemento asfáltico depende de la temperatura y el tiempo de aplicación de la carga. El comportamiento a altas temperaturas en cortos períodos de aplicación de cargas es equivalente al comportamiento del ligante a bajas temperaturas y cargas lentas.

A medida que la temperatura en el asfalto se incrementa pierde rigidez (dúctil) característica típica durante la temperatura de mezcla. A medida que su temperatura desciende se vuelve más rígido (frágil). El comportamiento ideal del asfalto a menores temperaturas se daría cuando se vuelve rígido pero es lo suficientemente flexible para resistir deformaciones sin agrietarse, figura 1.3 (a). Análogamente a cargas lentas (mayor tiempo de carga) o rápidas (menor tiempo de carga) sea flexible para resistir deformaciones, figura 1.3 (a). El comportamiento real del pavimento se ilustra en la figura 1.3 (b).

#### COMPORTAMIENTO IDEAL DE LA RIGIDEZ CON EL TIEMPO Y LA TEMPERATURA



#### COMPORTAMIENTO REAL

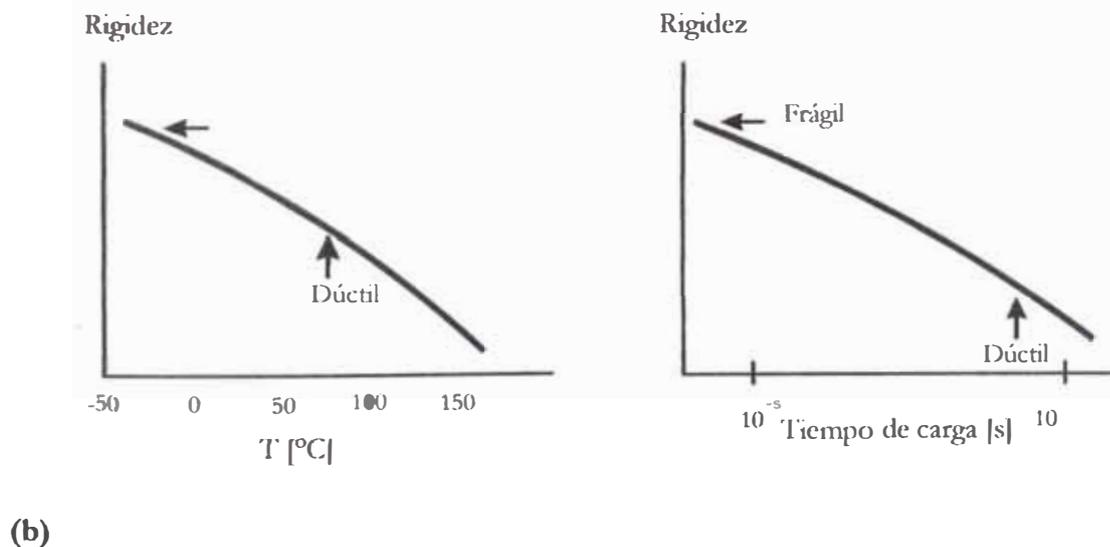


Figura 1.3: Comportamiento del Asfalto  
The Future of Performance-Related Binder Specifications. L. Zanzotto y otros. 2000

### ***Comportamiento a Altas Temperaturas***

En climas cálidos o sometido a cargas de tráfico lentas, el cemento asfáltico se comporta como un líquido viscoso, dejando que el agregado soporte las cargas cíclicas.

La viscosidad es la característica física del material que describe la resistencia de los líquidos a fluir. Si el flujo del cemento asfáltico en caliente es lento puede ser observado microscópicamente como capas adyacentes de moléculas deslizándose unas sobre otras. La resistencia o fricción entre capas se relaciona a la velocidad relativa de deslizamiento. La viscosidad es una característica que ayuda a diferenciar a los líquidos y se define como el esfuerzo de corte entre la velocidad de deformación por corte.

Los fluidos Newtonianos tienen una relación lineal entre el esfuerzo de corte y la velocidad relativa. El aire, agua y asfalto caliente (a temperaturas mayores que 60°C) son comúnmente fluidos Newtonianos.

Los líquidos viscosos como el asfalto caliente algunas veces son llamado plásticos porque una vez que empiezan a fluir no retornan a su posición original. Esto se da a temperaturas altas, cuando algunos pavimentos de HMA menos estables fluyen bajo cargas repetidas de llantas formando una huella a lo largo de su trayectoria. Sin embargo, en la deformación permanente de pavimentos asfálticos a altas temperaturas también influyen las propiedades del agregado.

### ***Comportamiento a Bajas Temperaturas***

En climas fríos o bajo aplicaciones de carga rápida, el cemento asfáltico se comporta como un sólido elástico. Los sólidos elásticos son como ligas porque cuando cesa la carga que los deforma, regresan a su posición original.

Si el material se esfuerza más allá de su capacidad, el sólido elástico puede romperse. Las cargas aplicadas producen esfuerzos internos que se acumulan en el pavimento asfáltico que tenderá a contraerse mientras su movimiento es restringido por las capas inferiores, pudiendo originar agrietamientos por bajas temperaturas.

### ***Comportamiento a Temperaturas Intermedias***

En estos climas el asfalto muestra características de líquido viscoso y sólido elástico. A estas temperaturas, el asfalto es un excelente material adhesivo usado en pavimentación. Cuando se calienta el asfalto actúa como un lubricante, permitiendo mezclarse con el agregado, cubrirlo y compactarse formando una superficie lisa y densa. Tan pronto como se enfría, el asfalto actúa manteniendo juntos los agregados en la matriz sólida. En esta etapa el comportamiento del asfalto es viscoelástico, es decir, tiene características elásticas y viscosas, dependiendo de la temperatura y velocidad de carga.

### ***Comportamiento del Ligante Envejecido***

Como el cemento asfáltico está compuesto por moléculas orgánicas, pueden reaccionar con el oxígeno del medio ambiente. Esta reacción se denomina *oxidación*. La oxidación cambia la

estructura y composición de las moléculas de asfalto haciéndolo más frágil. La inapropiada compactación puede generar oxidación o endurecimiento prematuro. En estos casos, los inadecuados niveles de compactación tienen altos porcentajes de vacíos de aire interconectados, que permiten que más aire o el agua penetren en la mezcla acelerando la oxidación.

### ***1.8 ENSAYOS DE RESISTENCIA PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS***

A principios de 1920, no existían ensayos de resistencia para evaluar el comportamiento de las mezclas asfálticas. Las mezclas se diseñaban teniendo en cuenta la experiencia del diseñador acumulada en el campo. El primer método de ensayo usado fue el de Hubbard-Field desarrollado a mediados de los años 20 para medir la resistencia de las mezclas asfálticas. Este método se usó hasta mediados de 1950, cuando surgieron los métodos también empíricos, Marshall y Hveem. Aproximadamente el 75% de los estados de EE.UU. adoptaron el método Marshall, mientras que el método Hveem fue adoptado por el 25% de los estados.

Las limitaciones de los métodos empíricos para disminuir los problemas de mantenimiento crearon la necesidad de desarrollar métodos más racionales. Durante los años 1987-1992 con el apoyo del Congreso Americano se realizaron trabajos de investigación por la Strategic Highway Research Program (SHRP) surgiendo un nuevo sistema de diseño de mezclas volumétricas Superpave.

Superpave se planteó en cuatro etapas: (1) selección de materiales, (2) combinación de agregados, (3) análisis volumétrico de los especímenes compactados usando el Compactador Giratorio Superpave (SGC), y (4) análisis de las propiedades de la mezcla seleccionada para determinar su performance o desempeño. Sin embargo, la cuarta etapa aún no está disponible para su utilización. Muchas agencias de transportes en los Estados Unidos que están empleando el diseño de mezclas volumétricas Superpave no cuentan con ensayos de resistencia para complementar sus diseños. A diferencia, los métodos Marshall y Hveem que están asociados a ensayos de resistencia, pero son empíricos y sólo proporcionan alguna referencia de la calidad de la mezcla. En el capítulo 3 se detalla los ensayos del sistema Superpave.

# Relaciones Volumétricas y Gravimétricas para Mezclas Asfálticas

## 2.1 GENERALIDADES

Un tema que debe ser considerado en el diseño de mezclas asfálticas son las relaciones volumétricas y gravimétricas entre el ligante asfáltico y los agregados. Las propiedades más importantes de una mezcla compactada de pavimento son: vacíos de aire ( $V_a$ ), vacíos en el agregado mineral (VMA), vacíos llenos con asfalto (VFA), y contenido de asfalto efectivo ( $P_{be}$ ); parámetros que proporcionan un índice del probable comportamiento de la mezcla durante su vida de servicio.

Cualquier método de diseño de mezclas asfálticas simula en el laboratorio la densidad de campo de las mezclas HMA luego de la densificación producida por el tráfico. Luego, el comportamiento mecánico se evalúa mediante propiedades volumétricas.

Es necesario entender las definiciones y procedimientos analíticos de la evaluación de las relaciones peso-volumen, para seleccionar la mezcla adecuada. Estas definiciones son aplicables a especímenes compactados en laboratorio como a muestras no disturbadas.

## 2.2 DEFINICIONES

El agregado mineral es poroso y puede absorber agua y asfalto en diferentes grados. La proporción de agua y asfalto absorbido varía con el tipo de agregado. Son tres los métodos para evaluar las gravedades específicas de los agregados: gravedad específica bulk, gravedad específica aparente y gravedad específica efectiva. La diferencia entre las gravedades específicas se relaciona con el volumen del agregado considerado.

### *Gravedad Específica Bulk, $G_{sb}$*

La relación entre el peso del agregado al aire y su volumen (volumen de la fase sólida y sus vacíos permeables) es la gravedad específica bulk. Fig. 2.1.

$$G_{sb} = \frac{W_s}{(V_s + V_{pp})\gamma_w}$$

Donde:

- $G_{sb}$  gravedad específica bulk del agregado
- $W_s$  peso del agregado seco al aire
- $V_s$  volumen de la fase sólida del agregado
- $V_{pp}$  volumen de vacíos permeables
- $\gamma_w$  peso específico del agua, 1 gr/cm<sup>3</sup>

### Gravedad Específica Aparente, $G_{sa}$

Es la relación entre el peso del agregado seco al aire con respecto a su volumen (sólo fase sólida). Fig. 2.1.

$$G_{sa} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

Donde:

- $G_{sa}$  gravedad específica aparente
- $W_s$  peso del agregado seco al aire
- $V_s$  volumen del agregado (sólo fase sólida)
- $\gamma_w$  peso específico del agua, 1 gr/cm<sup>3</sup>

### Gravedad Específica Efectiva, $G_{se}$

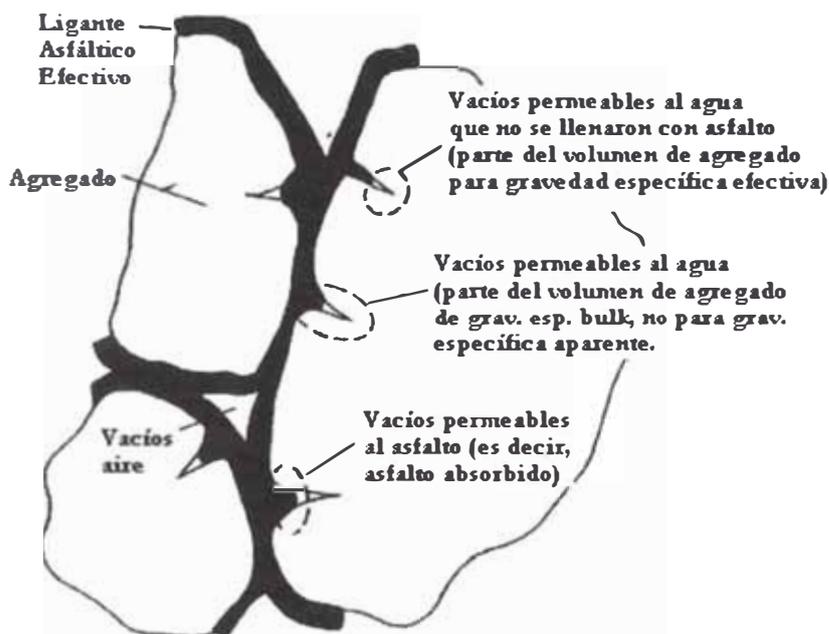
Relación del peso del agregado al aire, con respecto al volumen del agregado (fase sólida) y vacíos permeables que no absorbieron asfalto. Fig. 2.1.

$$G_{se} = \frac{W_s}{(V_s + V_{pp} - V_{ap})\gamma_w}$$

Donde:

- $G_{se}$  gravedad específica efectiva
- $W_s$  peso del agregado seco al aire
- $V_s$  volumen del agregado (fase sólida)
- $V_{pp}$  volumen de vacíos permeables.
- $V_{ap}$  volumen de vacíos que absorbieron asfalto
- $\gamma_w$  peso específico del agua, 1 gr/cm<sup>3</sup>

Las definiciones de vacíos en el agregado mineral (VMA), contenido de asfalto efectivo (Pbe), vacíos de aire (Va), y vacíos llenos con asfalto (VFA) son:



**Figura 2.1: Propiedades Peso-Volumen en Mezclas Asfálticas Compactadas**  
“Mix Design Methods for Asphalt Concrete and Other Hot Mix Types”, MS-2, Asphalt Institute, 1997.

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

Volumen de vacíos entre los agregados de una mezcla compactada que incluye los vacíos de aire atrapados en la mezcla y el contenido de asfalto efectivo, expresado en porcentaje del volumen total de la mezcla. Ver figura 2.2.

### ***Contenido de asfalto efectivo ( $P_{be}$ )***

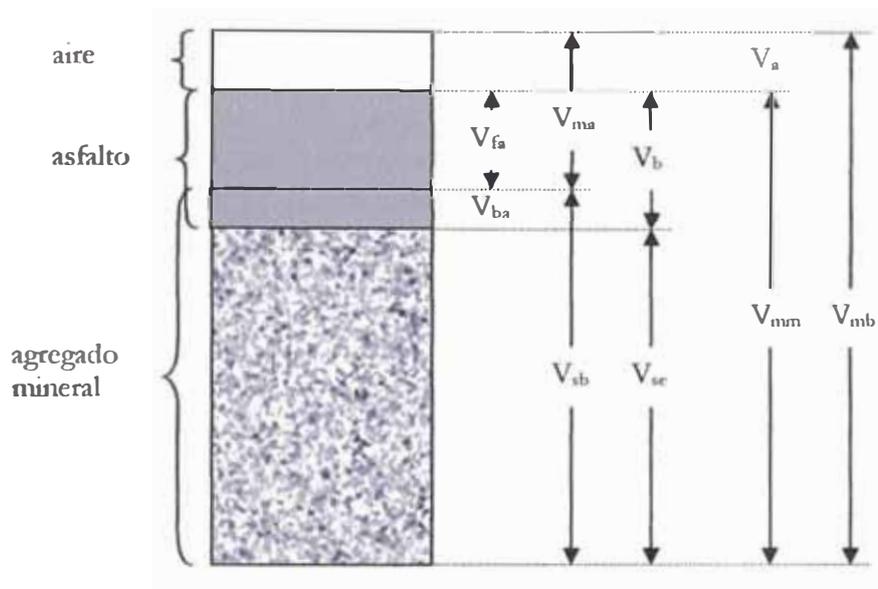
El contenido de asfalto total de la mezcla menos la porción de asfalto absorbida por el agregado. Ver figura 2.2.

### ***Vacíos de aire ( $V_a$ )***

Volumen total de las pequeñas cavidades de aire entre las partículas de agregado cubiertas en toda la mezcla, expresada como porcentaje del volumen bulk de la mezcla compactada. Ver figura 2.2

### ***Vacíos llenos con asfalto (VFA)***

Porción del volumen de vacíos entre las partículas de agregado (VMA) que es ocupado por el asfalto efectivo. Fig. 2.2.



- $V_{ma}$  volumen de vacíos en agregado mineral
- $V_{mb}$  volumen bulk de la mezcla compactada
- $V_{nmm}$  volumen de vacíos de la mezcla de pavimentación
- $V_{fa}$  volumen de vacíos llenos con asfalto
- $V_a$  volumen de vacíos de aire
- $V_b$  volumen de asfalto
- $V_{ba}$  volumen de asfalto absorbido
- $V_{sb}$  volumen del agregado mineral (gravedad específica bulk)
- $V_{se}$  volumen del agregado mineral (gravedad específica efectiva)

**Figura 2.2: Esquema de una Muestra HMA Compactada**  
 “Mix Design Methods for Asphalt Concrete and Other Hot Mix Types”, MS-2, Asphalt Institute, 1997.

El diseño de mezclas Superpave requiere del cálculo de VMA para mezclas compactadas en función de la gravedad específica bulk del agregado. La gravedad específica efectiva es la base para el cálculo de los vacíos de aire en mezclas asfálticas compactadas.

Los vacíos en el agregado mineral (VMA) y los vacíos de aire ( $V_a$ ) se expresan como porcentaje por volumen de mezcla. Los vacíos llenos con asfalto (VFA) son el porcentaje de VMA lleno con asfalto efectivo. El contenido de asfalto puede expresarse como porcentaje del peso total de la mezcla, o por peso, del agregado de la mezcla.

El Instituto del Asfalto recomienda que los valores de VMA, en mezclas compactadas, debe calcularse en función de la gravedad específica bulk del agregado,  $G_{sb}$ . La gravedad específica efectiva debe ser la base para calcular los vacíos de aire en la mezcla de asfalto compactado.

### 2.3 ANÁLISIS DE MEZCLA COMPACTADA

La siguiente relación indica el procedimiento para analizar los vacíos de una mezcla compactada:

1. Medida de la gravedad específica bulk del agregado grueso (AASHTO T85 o ASTM C127) y de los agregados finos (AASHTO T84 o ASTM C128).
2. Medida de la gravedad específica del cemento asfáltico (AASHTO T228 o ASTM D70) y del filler mineral (AASHTO T100 o ASTM D854).
3. Cálculo de la gravedad específica bulk de la combinación de agregados en la mezcla.
4. Medida de la gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta (ASTM D2041 o AASHTO T209).
5. Medida de la gravedad específica bulk de la mezcla compactada (ASTM D1188 o ASTM D2726 o AASHTO T166).
6. Cálculo de la gravedad específica efectiva del agregado.
7. Cálculo de la gravedad específica máxima de la mezcla a otros contenidos de asfalto.
8. Cálculo del asfalto absorbido por el agregado.
9. Cálculo del contenido de asfalto efectivo de la mezcla.
10. Cálculo del porcentaje de vacíos en el agregado mineral en la mezcla compactada.
11. Cálculo del porcentaje de vacíos de aire en la mezcla compactada.
12. Cálculo del porcentaje de vacíos llenados con asfalto en la mezcla compactada.

#### 2.4 GRAVEDAD ESPECIFICA BULK DEL AGREGADO

Cuando el agregado total consiste de fracciones separadas de agregados grueso, fino y filler, todos tienen diferentes gravedades específicas, la gravedad específica bulk de la combinación de agregados se calcula empleando la siguiente ecuación:

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}}$$

Donde:

$G_{sb}$	gravedad específica bulk de la combinación de agregados
$P_1, P_2, P_n$	porcentajes individuales por peso del agregado
$G_1, G_2, G_n$	gravedad específica bulk individual del agregado.

La gravedad específica bulk del filler mineral es difícil determinarlo actualmente. Sin embargo, si se sustituye por la gravedad específica aparente del filler, el error es mínimo.

#### 2.5 GRAVEDAD ESPECIFICA EFECTIVA DEL AGREGADO

La gravedad específica efectiva se calcula con la gravedad específica teórica máxima de mezclas asfálticas (RICE) ASTM D-2041, con la siguiente expresión:

$$G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm}}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}}$$

Donde:

$G_{se}$	Gravedad específica efectiva del agregado
$P_{mm}$	Porcentaje en peso del total de la mezcla suelta, 100%

$P_b$	Porcentaje de asfalto para el peso total de la muestra
$G_{mm}$	Gravedad específica teórica máxima (ASTM D-2041)
$G_b$	Gravedad específica del asfalto

El valor de la gravedad específica efectiva de un agregado estaría siempre entre su gravedad específica bulk y aparente. Cuando la gravedad específica efectiva está fuera de estos límites, se debe asumir que este valor es incorrecto.

La gravedad específica aparente,  $G_{sa}$ , de la combinación de agregados puede calcularse de manera similar a la fórmula empleada para bulk pero usando las gravedades aparentes de los agregados grueso, fino y filler.

## 2.6 GRAVEDAD ESPECIFICA TEÓRICA MÁXIMA DE MEZCLAS A DIFERENTES CONTENIDOS DE ASFALTO

Cuando se diseña una mezcla con un agregado dado, se requiere la gravedad específica teórica máxima,  $G_{mm}$ , con diferentes contenidos de asfalto para calcular el porcentaje de vacíos de aire para cada contenido de asfalto.

Luego de calcular la gravedad específica efectiva de los agregados considerando cada medición de las gravedades específicas teóricas máximas y promediando los resultados de  $G_{se}$ , la gravedad específica teórica máxima para algún otro contenido de asfalto puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$G_{mm} = \frac{P_{mm}}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}}$$

Donde:

$G_{mm}$	gravedad específica teórica máxima (ASTM D-2041) de la mezcla (sin vacíos de aire)
$P_{mm}$	porcentaje en peso del total de la mezcla suelta, 100%
$P_s$	contenido de agregado, porcentaje en peso del total de la mezcla
$P_b$	contenido de asfalto, porcentaje en peso del total de la mezcla
$G_{se}$	gravedad específica efectiva del agregado
$G_b$	gravedad específica del asfalto

## 2.7 ABSORCIÓN DE ASFALTO

La absorción de asfalto se expresa como el porcentaje en peso del agregado, más que como el porcentaje del peso total de la mezcla, el asfalto absorbido,  $P_{ba}$ , se determina usando:

$$P_{ba} = 100 \times \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{sb} G_{se}} G_b$$

Donde:

- $P_{ba}$  asfalto absorbido, porcentaje del peso de agregado.
- $G_{se}$  gravedad específica efectiva del agregado
- $G_b$  gravedad específica del asfalto
- $G_{sb}$  gravedad específica bulk del agregado

## 2.8 CONTENIDO DE ASFALTO EFECTIVO EN LA MEZCLA

El contenido de asfalto efectivo,  $P_{be}$ , de una mezcla es el contenido de asfalto total menos la cantidad de asfalto absorbido dentro de las partículas de agregado. Esta es la porción de asfalto que cubre el exterior del agregado y que gobierna la performance de una mezcla asfáltica. La fórmula es:

$$P_{be} = P_b - \frac{P_{ba}}{100} P_s$$

Donde:

- $P_{be}$  contenido de asfalto efectivo, porcentaje del peso total de la mezcla.
- $P_b$  contenido de asfalto, porcentaje del peso total de la mezcla.
- $P_{ba}$  asfalto absorbido, porcentaje del peso de agregado.
- $P_s$  contenido de agregado, porcentaje del peso total de la mezcla.

## 2.9 PORCENTAJE DE VMA EN MEZCLA COMPACTADA

Los vacíos en el agregado mineral, VMA, se definieron como los vacíos entre las partículas de agregado de la mezcla compactada, incluye los vacíos de aire y el contenido de asfalto efectivo, se expresa como un porcentaje del volumen total.

El VMA se calcula sobre la base de la gravedad específica bulk del agregado y se expresa como un porcentaje del volumen bulk de la mezcla compactada. Por consiguiente, el VMA puede calcularse restando el volumen del agregado, determinado con su gravedad específica bulk, del volumen bulk de la mezcla compactada. Si la composición de la mezcla se determina como porcentaje por peso de la mezcla total:

$$VMA = 100 - \frac{G_{mb} P_s}{G_{sb}}$$

Donde:

- VMA vacíos en el agregado mineral, porcentaje del volumen bulk
- $G_{sb}$  gravedad específica bulk del agregado total
- $G_{mb}$  gravedad específica bulk de la mezcla compactada
- $P_s$  contenido de agregado, porcentaje del peso total de la mezcla

### **2.10 PORCENTAJE DE VACÍOS DE AIRE EN MEZCLA COMPACTADA**

Los vacíos de aire,  $V_a$ , en el total de la mezcla compactada consisten de los pequeños espacios de aire entre las partículas de agregados recubiertos. El porcentaje de vacíos de aire en la mezcla compactada puede determinarse usando:

$$V_a = 100 \times \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}}$$

Donde:

- $V_a$  vacíos de aire en la mezcla compactada, porcentaje del volumen total
- $G_{mm}$  gravedad específica teórica máxima de la mezcla
- $G_{mb}$  gravedad específica bulk de mezcla compactada

### **2.11 PORCENTAJE VFA EN MEZCLA COMPACTADA**

Los vacíos llenos con asfalto, VFA, son el porcentaje de los vacíos entre partículas (VMA) que se llenan con asfalto. VFA, no incluye el asfalto absorbido, y se determina usando:

$$VFA = 100 \times \frac{(VMA - V_a)}{VMA}$$

Donde:

- VFA vacíos llenados con asfalto, porcentaje de VMA
- VMA vacíos en el agregado mineral, porcentaje del volumen bulk
- $V_a$  vacíos de aire en mezcla compactada, porcentaje del volumen total.

## **Sistema Superpave**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

**E**l diseño de mezclas utilizando los métodos empíricos Marshall y Hveem tenía un importante componente de experiencia del diseñador acumulada en el campo. Las limitaciones de los métodos empíricos para disminuir los problemas de mantenimiento crearon la necesidad de desarrollar métodos más racionales. Durante los años 1987-1992 con el apoyo del Congreso Americano se realizaron trabajos de investigación a través de un organismo creado específicamente para tal fin, la Strategic Highway Research Program (SHRP), surgiendo así un nuevo sistema de diseño de mezclas volumétricas denominado Superpave.

El Superpave se planteó en cuatro etapas: (1) selección de materiales, (2) combinación de agregados, (3) análisis volumétrico de los especímenes compactados usando el Compactador Giratorio Superpave (SGC), y (4) análisis de las propiedades de la mezcla seleccionada para determinar su performance o comportamiento mecánico durante la vida en servicio. Sin embargo, la cuarta etapa aún no está disponible para su utilización.

Actualmente se están realizando investigaciones en la Universidad del Estado de Kentucky con la finalidad de implementar ensayos mecanísticos que permitan evaluar el comportamiento durante la vida en servicio. De las cuatro etapas del sistema Superpave, la más importante ha sido la primera referente a la selección de materiales, tanto agregados como el asfalto.

Considerando que en Estados Unidos más de 2 millones de toneladas de mezclas asfálticas en caliente se colocan en un día de construcción normal, los contratistas y algunas agencias de estado deben tener a la brevedad posible un método de medición directa y acelerada de la performance o comportamiento de los pavimentos diseñados con el Superpave.

Los conceptos mecanísticos como la resistencia al corte, deformabilidad tangencial, distribución de esfuerzos, elasticidad, resiliencia, ductilidad, medios heterogéneos y materiales con diferentes rigideces y variables, son incorporados actualmente en la ingeniería de pavimentos. Superpave permite realizar un diseño optimizado y por lo tanto económico.

### **3.2 IMPLEMENTACIÓN**

El Sistema Superpave viene siendo implementado por muchas agencias estatales en los EE.UU. En el año 1999, 2515 proyectos, aproximadamente 73 millones de toneladas métricas fueron colocadas a lo largo de las carreteras de los Estados Unidos. La mayoría de los proyectos construidos hasta 1999 se realizaron con poca dificultad. En muchos de los proyectos, se presentaron problemas durante su implementación inicial. Para la mayor parte, la causa de los problemas se identificó y resolvieron. En el 2000, se calculan en 3900 los proyectos con aproximadamente 134 millones de toneladas métricas de Superpave colocadas; esto representa el 62% del total de las mezclas asfáltica en caliente contratadas por las agencias de estado durante el 2000 en los Estados Unidos.

Desde 1998 en Canadá, se viene implementando esta metodología; de esta manera, en la actualidad se viene monitoreando todos los pavimentos que han sido colocados en Canadá con tecnología Superpave.

La cantidad total de mezclas asfálticas Superpave reportadas entre 1994 y 2001 en Canadá es aproximadamente de 4.13 millones de toneladas, mientras que la cantidad de mezcla asfáltica producida con el ligante PG y método Marshall es ligeramente más de 28.3 millones de toneladas. En cuanto al sistema de diseño de mezclas Superpave, solamente en la ciudad de Vancouver está completamente implementado.

### **3.3 ETAPAS DEL SISTEMA SUPERPAVE**

Actualmente el diseño de mezclas SUPERPAVE considera cuatro etapas:

1. Selección de Materiales (Agregados y Ligante)
2. Diseño de la Estructura Granular
3. Determinación del Contenido de Ligante
4. Evaluación de la Sensibilidad al Humedecimiento.

### **3.4 ENSAYOS DE AGREGADOS**

Las investigaciones realizadas por la *Strategic Highway Research Program, SHRP* sobre el comportamiento del asfalto involucró un gasto de \$50 millones de dólares americanos durante un período de cinco años. La SHRP desarrolló un nuevo sistema de evaluación del ligante asfáltico orientado a predecir el comportamiento en campo, así como un nuevo diseño de mezclas. Sin embargo, las investigaciones realizadas no consideraron el comportamiento del pavimento basado en la caracterización de los agregados.

Para especificar las características de los agregados, la SHRP convocó un *Expert Task Group, ETG* grupo de expertos. El grupo de expertos recomendó un grupo de ensayos para agregados, denominado "*propiedades consensuales de los agregados*" para ser utilizado en el diseño de mezclas Superpave.

Los agregados constituyen alrededor del 94% de las mezclas asfálticas en caliente, por lo tanto, las propiedades de los agregados gruesos y finos usados en HMA son muy importantes en el comportamiento de la estructura de pavimento en el cual es utilizado. Actualmente la mayoría

de los ensayos que evalúan el agregado son empíricos, es decir, ensayos que no miden directamente, algún comportamiento mecánico.

Muchos ensayos índices ASTM y AASHTO intentan caracterizar la calidad de los agregados necesarios para mezclas asfálticas en caliente; midiendo el tamaño y gradación, limpieza del agregado, tenacidad y dureza, durabilidad, textura superficial, forma de la partícula, absorción, y afinidad al ligante asfáltico. Sin embargo, estos métodos no indican claramente el comportamiento o *performance* del agregado en mezclas asfálticas en caliente con respecto a las fallas típicas mencionadas anteriormente.

La SHRP especificó las propiedades de agregados para mezclas Superpave basándose en el “*consenso de expertos*”<sup>2</sup>. La SHRP consideró algunos ensayos de agregados usados anteriormente, como la determinación del porcentaje de partículas chatas y alargadas, equivalente de arena para determinar la cantidad de finos plásticos y polvo en el agregado fino y la angularidad del agregado fino y grueso. No se recomendaron ensayos para resistencia al patinaje.

Los agregados especificados por Superpave deben cumplir: (a) 04 ensayos *consensuales* obligatorios, y (b) ensayos *de fuente*, que son ensayos especificados libremente por las agencias de transportes; ensayos relacionado a condicionantes geológicas, ambientales y de tránsito de cada zona.

### **3.4.1 PROPIEDADES CONSENSUALES**

Los ensayos *consensuales* son: Angularidad del agregado Fino (AASHTO T 304-96); Partículas Chatas y Alargadas (ASTM D 4791); Caras fracturadas del agregado grueso (ASTM D 5821); y Equivalente de Arena (AASHTO T 176).

#### **Angularidad del Agregado Fino AASHTO T 304-96**

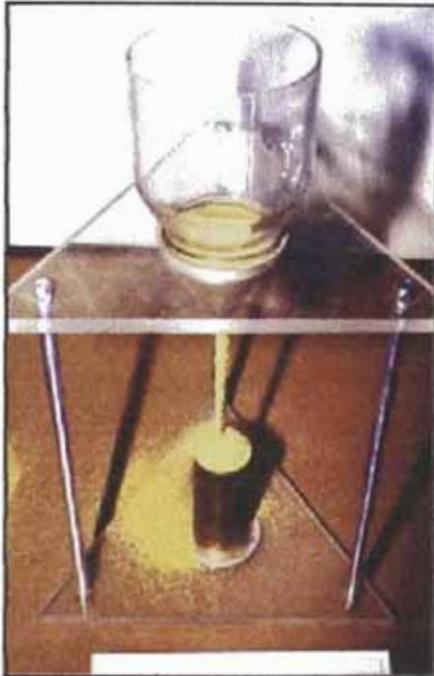
La forma del agregado se discutió básicamente en la diferencia entre agregados naturales (gravas) y agregados artificiales o *chancados*. Se encuentran en la bibliografía informes que indican que la forma de la partícula del agregado fino es más importante que la forma del agregado grueso porque mejora la estabilidad de las mezclas HMA al incrementar su resistencia a las deformaciones permanentes.

La SHRP *asumió* el método de *Contenido de Vacíos no Compactados del agregado fino* para evaluar la angularidad del agregado fino; sin embargo, los métodos existentes son diversos. Para mayor detalle se puede revisar el libro “*Superpave y el Diseño de Mezclas Asfálticas*” de S. Minaya y A. Ordóñez 2003.

El ensayo se realiza con el agregado que pasa la malla 2.36 mm. Esta propiedad mide la influencia de la forma de la partícula, textura superficial y gradación. Altos contenidos de vacíos indican mayores valores de caras fracturadas. Valores menores de 45% indican formas más redondeadas relacionadas con arenas naturales.

<sup>2</sup> V. Janoo y Ch. Korhonen, “Performance Testing of Hot-Mix Asphalt Aggregates”

El procedimiento de ensayo consiste en verter una muestra de agregado fino, lavado y secado, dentro de un cilindro calibrado a través de un embudo, ver Foto 3.1.



**Foto 3.1:**  
**Equipo para contenido de vacíos no compactados de agregado fino.**

**Douglas I. Hanson, National Center for Asphalt Technology, 1981.**

El contenido de vacíos se calcula con la siguiente ecuación:

$$\% \text{Vacíos no compactados} = \frac{V - W/G_{sb}}{V} \times 100$$

Donde:

V	volumen del cilindro
W	peso del agregado fino suelto que llenó el cilindro
$G_{sb}$	gravedad específica bulk del agregado fino

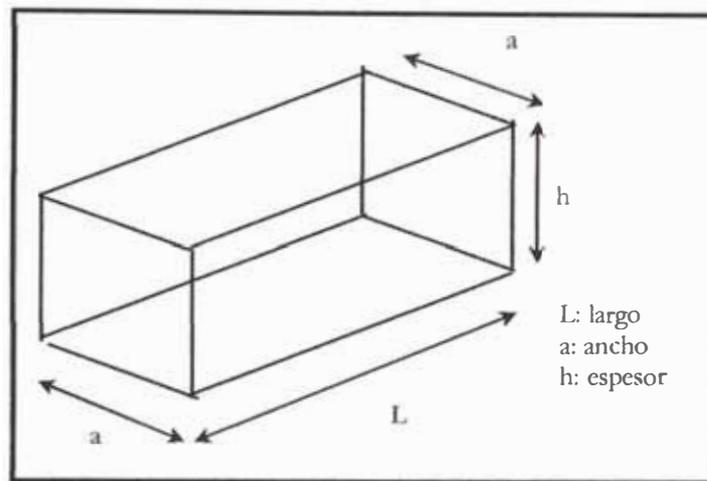
La Tabla 3.1 indica los valores mínimos requeridos para la angularidad del agregado fino (contenido de vacíos no compactados) como una función del nivel de tráfico y su ubicación en el pavimento.

### ***Partículas Chatas y Alargadas*** ***ASTM D4791***

La angularidad del agregado grueso se mide con el ensayo de *partículas chatas y alargadas*, se limita su presencia porque tienden a quebrarse durante la construcción y bajo tráfico.

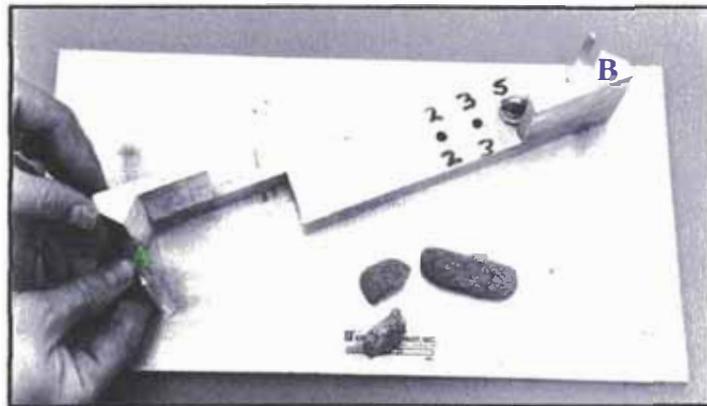
Superpave especifica 10% como máximo de partículas chatas y alargadas de relación 5:1 para la combinación de agregados. En la norma la elongación de partículas se evalúa

comparando largo y ancho; y su aplanamiento, comparando ancho con espesor, figura 3.1.



**Figura 3.1: Relación de largo-ancho y ancho-espesor**

Este método usa un dispositivo de calibración para identificar las partículas chatas o alargadas ensayando cada partícula, foto 3.2. El porcentaje de partículas chatas, alargadas y chatas y alargadas se calcula por peso.



**Foto 3.2: Calibrador de partículas chatas y alargadas  
Douglas I. Hanson, National Center for Asphalt Technology, 1981.**

Las especificaciones Superpave para las partículas Chatas y Alargadas se presentan en la Tabla 3.1.

### **Porcentaje de Caras Fracturadas en Agregado Gueso ASTM D5821**

Con el propósito de maximizar la resistencia al esfuerzo cortante con el incremento de la fricción entre las partículas, dar estabilidad a los agregados; y fricción y textura a agregados empleados en pavimentación<sup>3</sup>, se especifica este ensayo.

<sup>3</sup> S. Minaya y A. Ordóñez, Manual de Laboratorio de Ensayos para Pavimentos Volumen I

La **angularidad** del agregado grueso asegura un alto grado de fricción interna y resistencia a las deformaciones permanentes. Se define como el porcentaje (por peso) de agregado mayor que 4.75 mm con una o más caras fracturadas. Foto 3.3. Para mayor detalle en el procedimiento de ensayo se puede revisar *S. Minaya y A. Ordóñez 2001*.



**Foto 3.3: Agregados con Caras fracturadas**  
Douglas I. Hanson, National Center for Asphalt Technology, 1981.

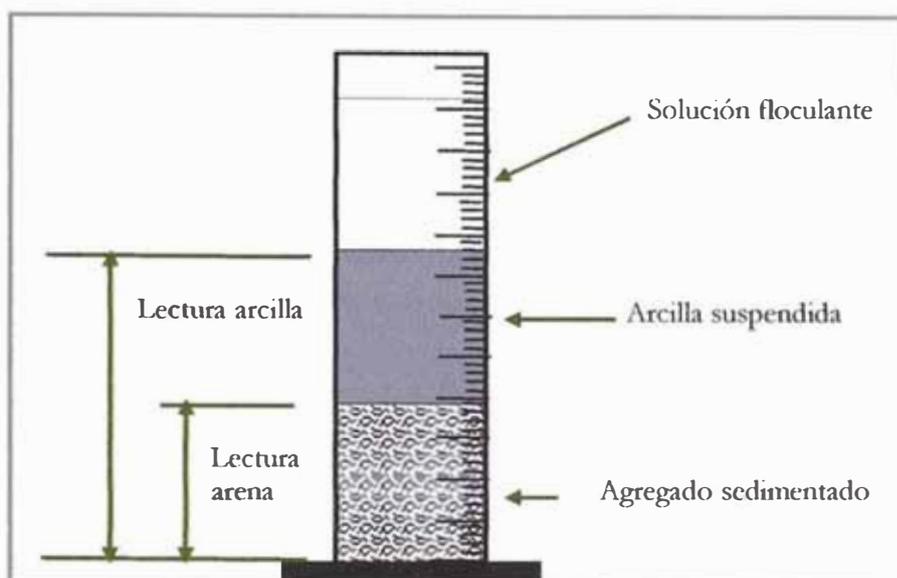
La **Tabla 3.1** indica los valores mínimos requeridos para la angularidad del agregado grueso como una función del nivel de tráfico y ubicación en el pavimento.

#### ***Ensayo de Equivalente de Arena*** **AASHTO T176 - ASTM D2419**

El ensayo *equivalente de arena* asigna un valor empírico a la cantidad relativa, finura y características del material fino presente en una muestra de ensayo formado por suelo granular que pasa el tamiz no. 4 (4.75 mm). El término “Equivalente de Arena” transmite el concepto que la mayoría de los suelos granulares y agregados finos son mezcla de partículas gruesas, arenas y generalmente finos. El contenido de arcilla adherida al agregado impide la adherencia ligante-piedra generando el “*stripping*” o peladura.

Para **determinar** el porcentaje de finos en una muestra, se incorpora una medida de suelo y solución en una probeta plástica graduada que luego de ser agitada separa el recubrimiento de finos de las partículas de arena; después de un período de tiempo, se pueden leer las alturas de arcilla y arena en la probeta. Fig. 3.2.

El **equivalente de arena** es la relación de la altura de arena respecto a la altura de arcilla, expresada en porcentaje. Los requisitos Superpave se presentan en la **Tabla 3.1**.



**Figura 3.2: Ensayo de Equivalente de Arena**  
Douglas I. Hanson, National Center for Asphalt Technology, 1981.

**Tabla 3.1: Especificaciones Superpave**

ESALs de Diseño (millones)	Equivalente de Arena (%) mínimo	Angularidad del agregado grueso (%), mínimo		Contenido de Vacíos No Compactados de Agregado Fino (%), mínimo		Partículas Chatas y Alargadas (%) máximo
		≤ 100 mm	> 100 mm	≤ 100 mm	≤ 100 mm	
< 0.3	40	55/-	-/-	-	-	-
0.3 a < 3	40	75/-	50/-	40	40	10
3 a < 10	45	85/80	60/-	45	45	10
10 a < 30	45	95/90	80/75	45	45	10
≥ 30	50	100/100	100/100	45	45	10

*El primer número es el valor mínimo requerido para uno o más caras fracturadas y el segundo número es el valor mínimo requerido para dos o más caras fracturadas.*

### 3.4.2 PROPIEDADES DE FUENTE

Las *propiedades de fuente* son opcionales y sus especificaciones se dejan a criterio de las agencias locales, dependiendo de las características geológicas y ambientales de cada lugar.

Los *ensayos de fuente* son: el ensayo de Abrasión por la Máquina de Los Ángeles ASTM C 131, Ensayo de Durabilidad AASHTO T 104 y Partículas Friables y Terrones de Arcilla AASHTO T 112.

Al ser propiedades opcionales, el método Superpave busca optimizar el diseño, resultando en mezclas más económicas.

### **3.5 ENSAYOS REOLÓGICOS DEL ASFALTO**

En el capítulo 1 se hizo una breve referencia de los ensayos empíricos, realizados tanto en Estados Unidos como en el Perú, para caracterizar el asfalto. Estos ensayos no representan adecuadamente el comportamiento real del asfalto.

Reconociendo las deficiencias de tal sistema, se implementó un programa de investigación sobre comportamiento del asfalto. En 1987, la SHRP inició estudios para desarrollar nuevos ensayos que permitan medir las propiedades físicas del asfalto. Los resultados del proyecto se plasmaron en las *especificaciones del Ligante Superpave*, que requiere de un nuevo paquete de equipos para ensayos y procedimientos. Se llamó especificaciones del “ligante” porque se engloba a los asfaltos modificados y no modificados.

Las especificaciones del ligante Superpave adoptaron muchos de los conceptos de las especificaciones PBA. El avance más significativo fue probablemente cambiar ensayos empíricos por ensayos a temperaturas controladas obtenidas de campo. Los ensayos de Reómetro de Corte Dinámico (DSR), Reómetro de Viga de Flexión (BBR) y Ensayo de Tensión Directa (DTI) reemplazaron a los ensayos de viscosidad, penetración y ductilidad, respectivamente. Junto con el envejecimiento en planta (RTFO) se adoptó el envejecimiento durante la vida de servicio (PAV).

En este ítem se hará una breve descripción de los ensayos propuestos por el sistema Superpave, pero para mayor detalle se recomienda revisar el libro “*Superpave y el Diseño de Mezclas Asfálticas*” de S. Minaya y A. Ordóñez 2003.

#### **3.5.1 GRADO DE PERFORMANCE**

La especificación Superpave para el ligante se basa en las propiedades físicas del ligante y su comportamiento observado. El grado de comportamiento del ligante o *performance graded* (PG) se selecciona dependiendo de las temperaturas extremas de servicio del ligante. La diferencia entre los diferentes tipos de PG o grados del ligante vienen a ser las temperaturas mínima y máxima de servicio. Por ejemplo, un ligante clasificado como PG 58-34 tendrá un comportamiento adecuado entre el intervalo de temperatura de 58°C a –34°C.

Además del PG del ligante, se debe conocer el *área geográfica, temperatura del pavimento* y la *temperatura del aire*, variables que deben ser convertidas a temperatura en la estructura del pavimento.

#### **3.5.2 ESPECIFICACIONES DEL LIGANTE ASFÁLTICO SUPERPAVE**

El tema central de las especificaciones del ligante Superpave es someter a ensayos en condiciones que simulen las tres etapas críticas durante la vida del ligante.

Los ensayos realizados en el ligante original representan la primera etapa crítica de la vida del ligante que corresponde al transporte, almacenamiento y manipuleo. La segunda etapa representa el asfalto durante la producción de mezclas y construcción y es simulado por

un proceso de envejecimiento en el *Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO)*. Este procedimiento expone la película delgada del ligante a calentamiento y aire aproximándolo al envejecimiento del asfalto durante la mezcla y construcción. La tercera etapa representa el envejecimiento del ligante durante su vida de servicio. Esta etapa se simula con el ensayo de *Envejecimiento en la Cámara de Presión Vessel (PVA)*. Este procedimiento expone la muestra de ligante a calentamiento y presión para simular el envejecimiento durante la vida de servicio.

Los ensayos Superpave miden las propiedades físicas que se pueden relacionar directamente con el comportamiento en campo por principios ingenieriles. Los ensayos se realizan a la temperatura de servicio del pavimento. En la Tabla 3.2 se listan los nuevos ensayos y su objetivo.

### a) Envejecimiento del Asfalto

#### Ensayo de Película Fina en Horno Rotatorio, RTFO AASHTO T240 ó ASTM D 2872

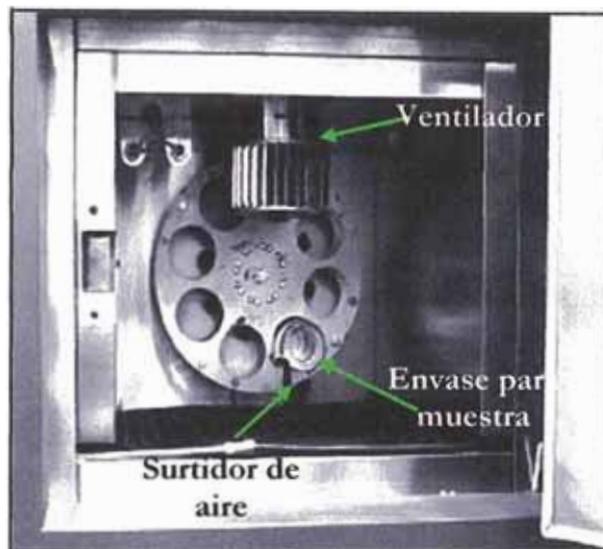
El ensayo de RTFO tiene dos objetivos. El primero, determina la cantidad de masa de volátiles perdidos durante el proceso; y el segundo, es envejecer el asfalto que será usado en ensayos posteriores.

La masa perdida de volátiles indica el envejecimiento que puede ocurrir en el asfalto durante los procesos de mezcla y construcción.

El ensayo de Película Fina en Horno Rotatorio, RTFO simula el envejecimiento corto del ligante, producido durante el transporte, manipuleo y producción. En la prueba, el ligante en forma de película fina y dentro de un recipiente de vidrio, se coloca sobre una base circular que rota alrededor de su centro. Se aplicará flujo de aire dentro de cada envase. El horno RTFO debe ser precalentado a la temperatura de envejecimiento de 163°C, por un período mínimo de 16 horas antes de ser usado. Foto 3.4.

**Tabla 3.2: Equipos para Ensayos Superpave**

Equipos	Finalidad	Etapas o falla
Película Fina en Horno Rotatorio (RTFO)	Simula el envejecimiento inicial del ligante	
Presión de Envejecimiento Vessel (PAV)	Simula el envejecimiento durante la vida de servicio del ligante	
Reómetro de Corte Dinámico (DSR)	Mide las propiedades del ligante a temperaturas altas e intermedias	Deformación permanente y Agrietamiento por fatiga
Viscosímetro Rotacional (RV)	Mide las propiedades del ligante a temperaturas altas	Etapas de bombeo
Reómetro de Viga de Flexión (BBR)	Mide las propiedades del ligante a temperaturas bajas	Agrietamiento por baja temperatura
Ensayo de Tensión Directa (DTI)		



**Foto 3.4: Ensayo de Película Fina en Horno Rotatorio**

Fuente:

John D'Angelo, 1st International Symposium on Binder Rheology and Pavement Performance, FHWA. August 14, 2000.

### **Presión de Envejecimiento Vessel, PAV AASHTO PP1**

El ensayo Vessel, simula el envejecimiento largo del ligante, para un período de servicio entre 7 a 10 años. La muestra que se envejece en el PAV será aquella que fue previamente envejecida en el RTFO.

El equipo de presión de envejecimiento consiste de una cámara de presión Vessel y un horno con corriente de aire a presión. La presión Vessel opera a 2070 kPa y 90°C, 100°C ó 110°C. Foto 3.5.

El envejecimiento se realiza a diferentes temperaturas dependiendo de la temperatura de diseño. Se aplica presión, cuando la temperatura del Vessel está dentro de 2°C, de la temperatura requerida.

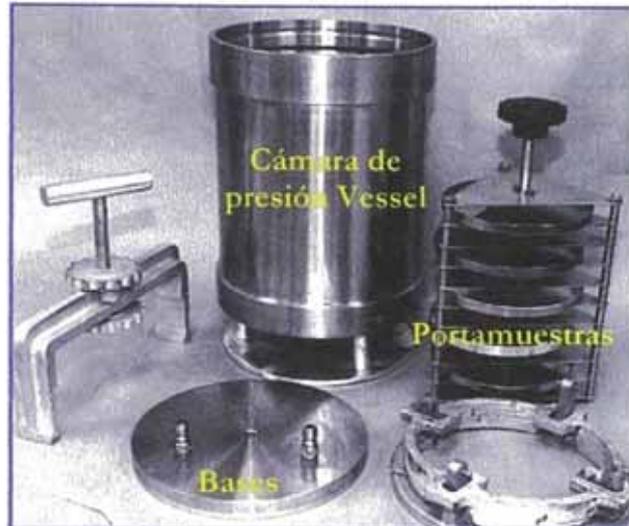


Foto 3.5: Equipo para ensayo de Presión de Envejecimiento Vessel  
Douglas I. Hanson, National Center for Asphalt Technology, 1999.

*b) Ensayos Reológicos*

**Viscosímetro Rotacional, RV  
ASTM D4402**

El ensayo en el viscosímetro rotacional o de Brookfield es usado para determinar las características de flujo del ligante asfáltico asegurando que puede ser bombeado y manipulado para la mezcla en caliente. Foto 3.6.

La viscosidad en el ensayo rotacional, se calcula midiendo el torque requerido para mantener una velocidad constante de rotación del vástago mientras está dentro de la muestra de asfalto a temperatura constante.



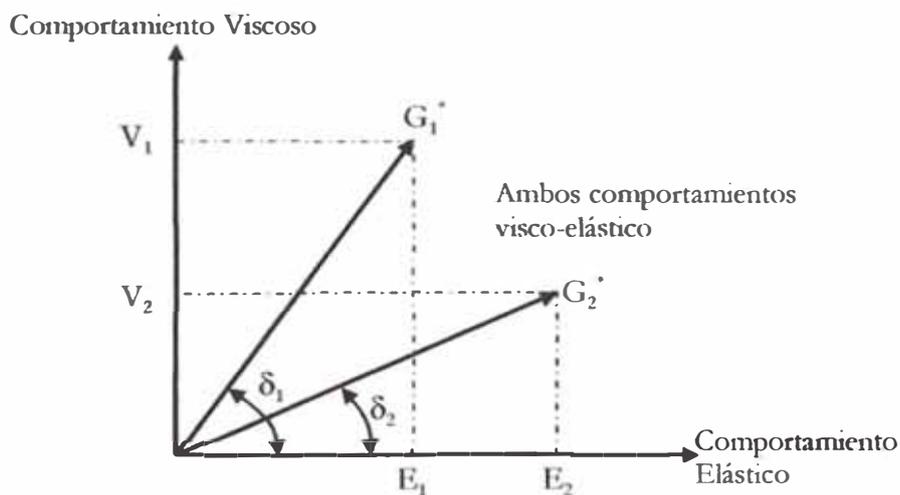
Foto 3.6: Viscosímetro Rotacional  
Douglas I. Hanson, National Center for Asphalt Technology, 1999.

### Reómetro de Corte Dinámico, DSR AASHTO TP5

El Reómetro de Corte Dinámico, DSR determina el comportamiento elástico-viscoso del ligante a través del Módulo de Corte Complejo,  $G^*$  y el ángulo de fase,  $\delta$  para temperaturas altas e intermedias.

El ensayo consiste en colocar la muestra de asfalto entre dos platos paralelos, uno fijo y el otro oscilante.

El Módulo de Corte Complejo,  $G^*$ , es la resistencia total del material a deformarse cuando se expone a pulsos repetidos de esfuerzos cortante, tiene 02 componentes: elástico (recuperable) y viscoso (no recuperable). El ángulo de fase,  $\delta$  es un índice de la cantidad relativa de deformaciones recuperables y no recuperables. Los valores de  $G^*$  y  $\delta$  dependen directamente de la temperatura y la frecuencia de carga. A temperaturas altas el asfalto se comporta como un líquido viscoso sin capacidad de recuperación. En este caso, el asfalto puede representarse en el eje vertical con  $\delta = 90^\circ$  (componente solamente viscoso) en la Figura 3.3.



**Figura 3.3: Comportamiento Visco-elástico**  
**“Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing”**  
**Superpave Series No. 1 (SP-1)**

A bajas temperaturas, el asfalto se comporta como un sólido elástico. Esta condición se representa en el eje horizontal (solamente componente elástica) en la figura 3.3. En este caso,  $\delta = 0^\circ$ .

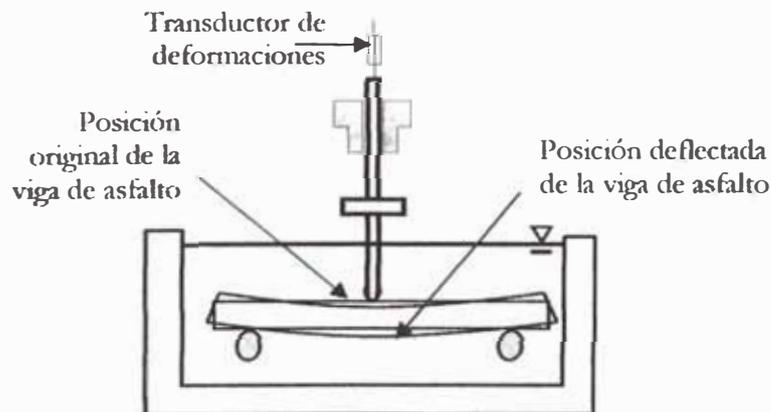
Bajo temperaturas normales de pavimento y cargas de tráfico, el asfalto actúa con características de sólido elástico y líquido viscoso. En la figura 3.3  $G_1^*$  y  $G_2^*$  representan los módulos complejos de los asfaltos 1 y 2. Cuando estos asfaltos son sometidos a cargas, parte de su deformación es elástica (E) y parte es viscosa (V); de esta manera el asfalto es un material viscoelástico. En la Figura 3.3 el asfalto 2 es más elástico que el asfalto 1, porque su  $\delta$  es menor.

Las especificaciones Superpave emplean los parámetros  $G^*$  y  $\delta$  en: evaluar la capacidad del ligante a resistir deformaciones permanentes, gobernadas por la relación  $G^*/\text{sen}\delta$  a la temperatura de ensayo; y para controlar el agrietamiento por fatiga, ensayo que se realiza en ligante con envejecimiento corto (RTFO) y largo (PAV) a la temperatura promedio. Las especificaciones son: para el primer caso, mayor a 1 kPa en el ligante original y mayor a 2.2 kPa para el ligante con envejecimiento corto; y en el segundo, el valor  $G^*\text{sen}\delta$  será menor o igual a 5000 kPa.

### Reómetro de Viga de Flexión, BBR AASHTO TP1

El Reómetro de Viga de Flexión, BBR determina la propiedad del ligante a bajas temperaturas. El BBR mide la deflexión del ligante bajo carga y temperatura constante. Las temperaturas de ensayo en el BBR se relacionan a las temperaturas de servicio mínimas del pavimento, cuando el asfalto actúa mas como un sólido elástico. De esa manera, el ensayo se realiza sobre ligante doblemente envejecido en RTFO y PAV.

El método de ensayo usa la teoría de la viga, para calcular la rigidez de una muestra de asfalto, bajo una carga de flujo. Aplicando la carga constante en el centro de la viga se puede medir su deflexión luego de cuatro minutos de ensayo, la rigidez al flujo ( $s$ ) y la razón de flujo ( $m$ ). La carga de flujo simula el esfuerzo térmico que gradualmente actúa en el pavimento cuando la temperatura desciende. La rigidez al flujo es la resistencia del ligante asfáltico a fluir, y el valor “ $m$ ”, es la variación de la rigidez del asfalto con respecto al tiempo de aplicación. Figura 3.4.



**Figura 3.4: Ensayo de Viga de Flexión, BBR**  
“Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing”  
Superpave Series No. 1 (SP-1)

Superpave especifica que la rigidez del ligante sea menor a 300 MPa. En caso de que la rigidez se ubique entre 300 y 600 MPa, comportamiento poco dúctil del ligante a baja temperatura, deberá realizarse el ensayo de Tensión Directa, DIT a la temperatura mínima incrementado en 10°C el ligante envejecido, PAV. El valor “ $m$ ” es la pendiente del logaritmo de la rigidez versus el logaritmo del tiempo para un tiempo,  $t$ . Las especificaciones Superpave indican que “ $m$ ” sea mayor igual a 0.3000 a 60 segundos.

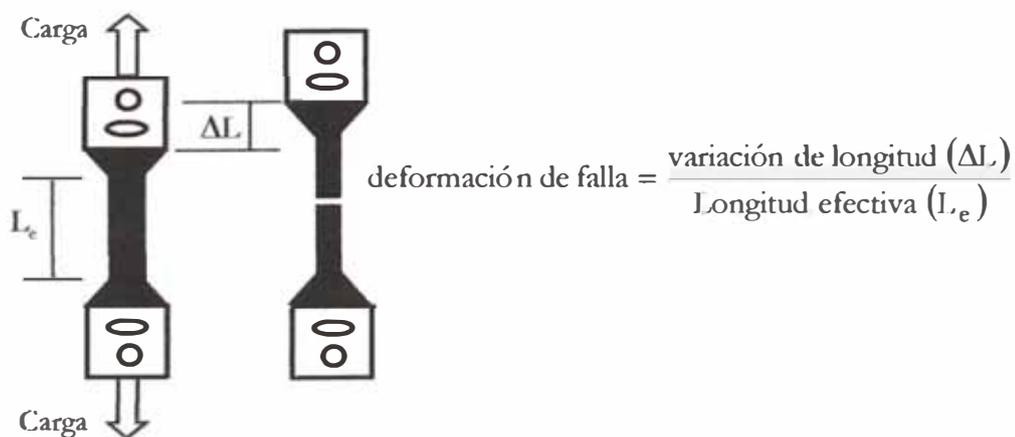
### Ensayo de Tensión Directa, DTT AASHTO TP3

Numerosos estudios del comportamiento del ligante a bajas temperaturas muestran que existe una fuerte relación entre la rigidez del ligante asfáltico y su elongamiento antes de romperse. Los asfaltos que experimentan considerables elongamientos antes de la falla se denominan dúctiles; y los que se rompen a poca distancia se llaman frágiles. Es importante que el ligante asfáltico sea capaz de elongarse una cantidad mínima.

La rigidez al flujo medida con el BBR no es completamente adecuada para caracterizar la capacidad del asfalto a elongarse antes de romperse. Por ejemplo, algunos ligantes muestran alta rigidez al flujo pero pueden elongarse bastante antes de romperse. En consecuencia, los investigadores de la SHRP desarrollaron un sistema para especificar estos ligantes rígidos pero dúctiles. Este requisito adicional se aplica a ligantes que con el ensayo BBR tuvieron rigidez al flujo entre 300 y 600 MPa. Si la rigidez al flujo es menor de 300 MPa, este requisito adicional no es necesario.

El equipo que mide la cantidad de deformación del ligante antes de la falla a temperaturas muy bajas es el ensayo de tensión directa, DTT. El ensayo se realiza a un rango de temperatura entre -0°C a -36°C. El ligante debe ser doblemente envejecido por RTFO y PAV. La Fig. 3.5 ilustra el procedimiento de ensayo.

En la tabla 3.3 se detallan las especificaciones Superpave para el ligante, para diferentes grados de PG.



**Figura 3.5: Ensayo de Tensión Directa, DTT  
“Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing”  
Superpave Series No. 1 (SP-1)**

Tabla 3.3: Especificaciones del Ligante Superpave

Grado de Comportamiento	PG 46				PG 52				PG 58				PG 64					
	-34	-40	-46	< 46	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-52	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40
Temperatura Diseño, °C Promedio máx 7-días Pavimento	< 64																	
Temperatura Diseño, °C Mínima Pavimento	> -40																	
LIGANTE ORIGINAL																		
T° Punto Inflamación, T48: Min °C	230																	
Viscosidad, ASTM D 4402: Max, 3 Pas (3000 cP) Temp Ensayo, °C	135																	
Corte Dinámico, TP5: G*/sen δ, Min, 1.00 kPa Temp ensayo@10 rad/s, °C	46				52				58				64					
ENVEJECIMIENTO RTFO (T240) O HORNEADO DE PELICULA DELGADA (T179) RESIDUO																		
Pérdida Masa, Max, %	1.00																	
Corte Dinámico, TP5: G*/sen δ, Min, 2.20 kPa Temp ensayo@10 rad/s, °C	46				52				58				64					
PRESION DE ENVEJECIMIENTO VESSEL RESIDUO (PPI)																		
PAV Temp Envej, °C	90				90				100				100					
Corte Dinámico, TP5: G*/sen δ, Min, 5000 kPa Temp ensayo@10 rad/s, °C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	10	7	25
Endurecimiento Físico	Reporte																	
Rígidez al Flujo, TP1: S, Max, 300 MPa Valor m, Min, 0.300 Temp ensayo, @ 60s, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-36	0	-6
Tensión Directa, TP3: Deform. Falla, Min, 1.0% Temp ensayo @ 1.0mm/min, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-36	0	-6

“Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing”, Superpave Series No. 1 (SP-1)

Tabla 3.3: Especificaciones del Ligante Superpave

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	-10	-16	-22	-28	-34	-40				
Temperatura Diseño, °C Promedio máx 7-días Pavimento	< 46																													
Temperatura Diseño, °C Mínima Pavimento	> -34																													
LIGANTE ORIGINAL																														
Tº Punto Inflamación, T48: Min °C	230																													
Viscosidad, ASTM D 4402: Max, 3 Pa.s (3000 cP) Temp Ensayo, °C	135																													
Corte Dinámico, TP5: G*/sen d, Min, 1.00 kPa Temp ensayo@10 rad/s, °C	46																													
Pérdida Masa, Max, %	1.00																													
Corte Dinámico, TP5: G*/sen δ, Min, 2.20 kPa Temp ensayo@10 rad/s, °C	46																													
ENVEJECIMIENTO RTFO (T240) O HORNEADO DE PELICULA DELGADA (T179) RESIDUO																														
PRESION DE ENVEJECIMIENTO VESSEL RESIDUO (PP1)																														
PAV Temp Envej, °C	90					90					100					100														
Corte Dinámico, TP5: G*/sen δ, Min, 5000 kPa Temp ensayo@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	13	10	7	4	25	22	19	16	13
Endurecimiento Físico	Reporte																													
Rigidez al Flujo, TP1: S, Max, 300 MPa Valor m, Min, 0.300 Temp ensayo, @ 60s, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	0
Tensión Directa, TP3: Deform. Falla, Min, 1.0% Temp ensayo @ 1.0mm/min, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	0

“Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing”, Superpave Series No. 1 (SP-1)

Tabla 3.3: Especificaciones del Ligante Superpave, continuación

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 Diseño, °C Promedio máx 7-días Pavimento	< 70															
Temperatura Diseño, °C Mínima Pavimento	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34
LIGANTE ORIGINAL																
T° Punto Inflamación, T48: Min °C	230															
Viscosidad, ASTM D 4402: Max, 3 Pa.s (3000 cP) Temp Ensayo, °C	135															
Corte Dinámico, TP5: G*/sen d, Min, 1.00 kPa Temp ensavo@10 rad/s, °C	70				76				82							
ENVEJECIMIENTO RTFO (T240) O HORNEADO DE PELICULA DELGADA (T179) RESIDUO																
Pérdida Masa, Max, %	1.00															
Corte Dinámico, TP5: G*/sen δ, Min, 2.20 kPa Temp ensavo@10 rad/s, °C	70				76				82							
PRESION DE ENVEJECIMIENTO VESSEL RESIDUO (PP1)																
PAV Temp Enveje, °C	100 (110)															
Corte Dinámico, TP5: G*/sen δ, Min, 5000 kPa Temp ensavo@10 rad/s, °C	34	31	28	25	22	19	37	34	31	28	22	40	37	34	31	28
Reporte																
Endurecimiento Físico	Reporte															
Rugdez al Flujo, TP1: S, Max, 300 MPa Valor m, Min, 0.300 Temp ensavo@ 60s, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24
Tensión Directa, TP3: Deform. Falla, Min, 1.00% Temp ensavo @ 1.0mm/min, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24

“Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing”, Superpave Series No. 1 (SP-1)

### 3.6 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL AGREGADO

El diseño de la estructura granular se basa en la consideración que el ligante tendrá una función estructural principal; es decir, soportará los esfuerzos transmitidos por las cargas. Este enfoque conceptual del Superpave es diferente respecto al SMA donde el ligante, es un componente secundario y no soportará esfuerzo significativo, es decir no es componente estructural, sino funcional (porque alarga el período de envejecimiento de la mezcla).

La SHRP desarrolló un método para especificar la granulometría basada en el concepto de puntos de control y zona restringida. Se darán algunas definiciones para enfocar adecuadamente la propuesta.

#### *Tamaño Máximo Nominal y Tamaño Máximo*

El tamaño máximo nominal del agregado es el primer tamiz que retiene más del 10% del material. El tamaño máximo es el siguiente tamiz mayor que el tamaño máximo nominal.

#### *Carta de Potencia 0.45*

Superpave adoptó la carta de potencia 0.45 para graficar la granulometría de la mezcla de agregados como estaba siendo utilizada por la FHWA. No existe información de la elección de dicha carta, algunos artículos señalan que la carta de potencia 0.45 no sería aplicable a todo tipo de agregado. Específicamente, se menciona que cartas de potencias mayores como 0.50 ó 0.60 representarían mejor agregados chancados.

La SHRP investigó la historia de la adopción de la carta 0.45. La carta tal como es utilizada actualmente, se basa en el trabajo de Nijboer de los Países Bajos y de Goode y Lufsey de *Bureau of Public Roads*. Nijboer evaluó el acomodo de los agregados tanto naturales como artificiales y encontró que la configuración más densa ocurría para una gradación que reflejaba una línea recta en la carta de 0.45 de potencia. Goode y Lufsey, 1962 validó el trabajo de Nijboer para agregados en los EE.UU.

La FHWA usa la carta de gradación de potencia 0.45 para definir las gradaciones admisibles. Esta carta usa una técnica gráfica para evaluar la distribución granulométrica de la combinación de agregados. El eje de ordenadas (eje Y) es el porcentaje acumulado que pasa y el eje de abscisas (eje X) está en escala aritmética de la abertura del tamiz en micrones, elevado a la potencia 0.45.

Los puntos de control de la gradación consideran cuatro tamices: el tamaño máximo, el tamaño máximo nominal, el tamiz 2.36 mm, y el tamiz 0.075 mm.

La línea de máxima densidad seca a la potencia 0.45 se grafica desde el origen hasta el tamiz máximo en el que pasa el 100% del material.

A continuación se dará un ejemplo de la preparación de la carta potencia 0.45 para gradación Superpave TMN 12.5 mm:

1º) El tamaño de los tamices se grafican elevados a la potencia 0.45, por ejemplo, el tamiz 4.75 mm se grafica como 2.02, es decir,  $(4.75)^{0.45}$ . Las cartas de potencia 0.45 no muestran las

abscisas en escala aritmética como se muestra en la fig. 3.6, sino muestran las marcas de los tamices como en la fig. 3.7.

- 2º) La línea de máxima densidad seca se grafica desde el origen hasta el tamiz del tamaño máximo. La línea de máxima densidad seca (figura 3.6) representa la gradación donde las partículas del agregado alcanzan su máximo arreglo posible. En el ejemplo la línea va desde el origen hasta el tamaño máximo nominal de 12.5 mm.

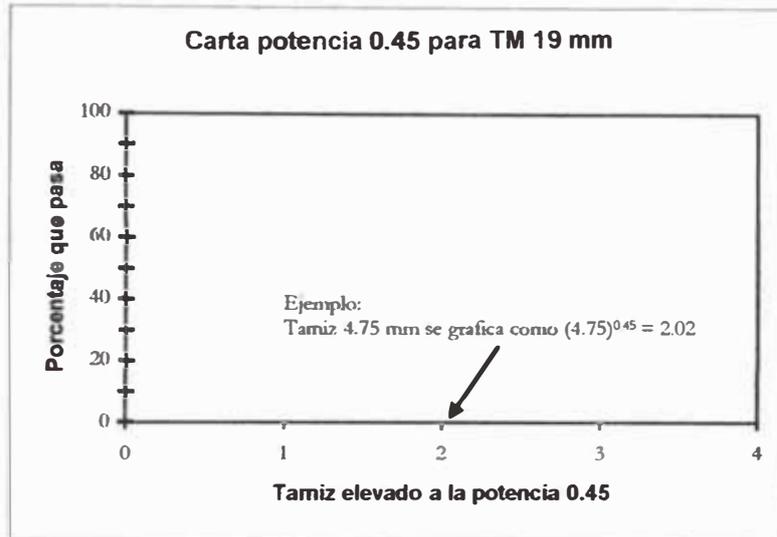


Figura 3.6: Base de la Carta Potencia de 0.45 “Superpave Mix Design”, SP-2, Asphalt Institute.

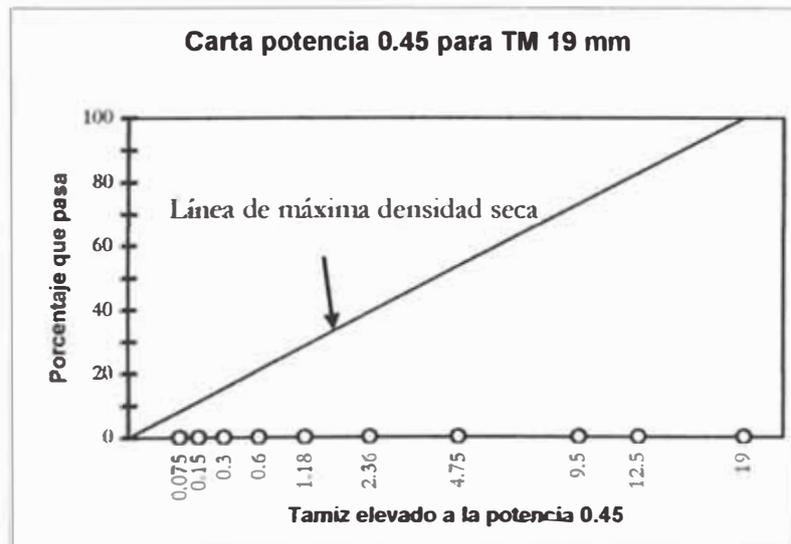


Figura 3.7: Línea de máxima densidad seca para tamaño máximo de 19 mm “Superpave Mix Design”, SP-2, Asphalt Institute.

### Puntos de Control

La gradación del agregado deberá estar dentro de los “puntos de control”, que aseguran la buena gradación del agregado evitando problemas de segregación en la mezcla. Sin embargo, los “puntos de control” limitan el diseño, tanto que el tipo de mezcla SMA explicado más adelante, considera una granulometría “incompleta”, lo que le permite obtener una estructura granular más estable, resistente y menos deformable; sin embargo, dicha granulometría cae fuera de los “puntos de control”. Los problemas de segregación y mezcla con el ligante en el SMA son resueltos con la incorporación de fibras.

Los puntos de control se ubican en el tamaño máximo nominal, un tamiz intermedio (2.36 mm), y tamiz más pequeño (0.075 mm). En el ejemplo los puntos de control son 12.5, 2.36 y 0.075 mm. Figura 3.8.

### Zona Restringida

Para Superpave la zona restringida asegura que no se use mucha arena natural en la mezcla, y asegura un mínimo porcentaje de vacíos en el agregado mineral, VMA, de la mezcla.

La zona restringida se encuentra a lo largo de la línea de máxima densidad seca entre el tamiz intermedio (4.75 mm ó 2.36 mm) y el tamiz 0.3 mm. La fig. 3.8 muestra los puntos de control y la zona restringida para una mezcla Superpave TMN 12.5 mm.

Se especifica que las gradaciones no deben pasar por la zona restringida que es un área a uno y otro lado de la línea de máxima densidad seca que generalmente comienza en el tamiz 2.36 mm y se extiende hasta el tamiz 0.300 mm. El valor máximo y mínimo que se requiere para los puntos de control depende del tamaño máximo nominal.

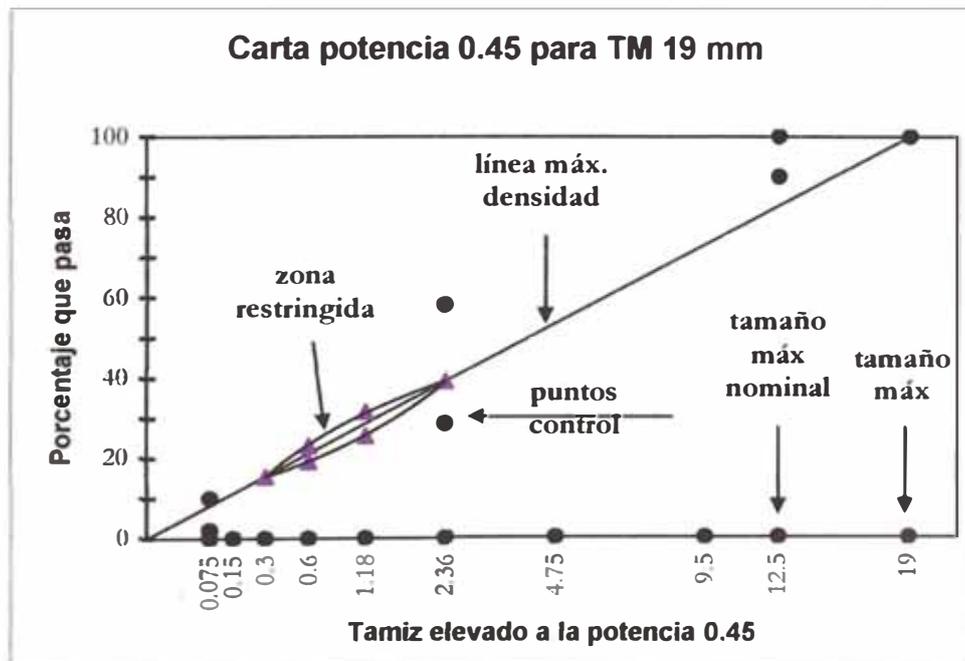


Figura 3.8: Límites de gradación Superpave para tamaño máximo de 19 mm “Superpave Mix Design”, SP-2, Asphalt Institute.

La zona restringida forma una banda que Superpave recomienda que la granulometría de agregados no pase. Las granulometrías que pasan por debajo de la zona restringida son llamadas “gradación *humped* o encorvada”.

En muchos casos, las gradaciones encorvadas indican mezclas muy arenosa y/o que la mezcla tiene mucha arena fina con relación a la arena total. Esta gradación con frecuencia resulta en una mezcla denominada “*mezcla tender*”, que se manifiesta por problemas de compactación durante la construcción. Estas mezclas también reducen su resistencia a las deformaciones permanentes durante su vida de servicio.

La Tabla 3.4 define los puntos de control y la zona restringida recomendada para diferentes tamaños máximos nominales. Todas las combinaciones de agregados deben pasar entre los puntos de control establecidos, además, deben estar fuera de la zona restringida.

**Tabla 3.4: Especificaciones de Agregados Superpave “Superpave Mix Design”, SP-2, Asphalt Institute.**

Tamaño estándar (mm)	Puntos de Control				
	Tamaño máximo Nominal				
	9.5 mm	12.5 mm	19 mm	25 mm	37.5 mm
50.0					100
37.5				100	90-100
25.0			100	90-100	
19.0		100	90-100		
12.5	100	90-100			
9.50	90-100				
2.36	32-67	28-58	23-49	19-45	15-41
0.075	2.0-10.0	2.0-10.0	2.0-8.0	1.0-7.0	0.0-6.0
Tamiz	Zona Restringida				
4.75				39.5	34.7
2.36	47.2	39.1	34.6	26.8-30.8	23.3-27.3
1.18	31.6-37.6	25.6-31.6	22.3-28.3	18.1-24.1	15.5-21.5
0.60	23.5-27.5	19.1-23.1	16.7-20.7	13.6-17.6	11.7-15.7
0.30	18.7	15.5	13.7	11.4	10.0

**Comentarios:**

- a. Los cuatro puntos de control inferiores sirven para diferentes propósitos. El requerimiento mínimo y máximo de finos, asociado al tamiz 0.075 mm, está típicamente asociado al diseño de una mezcla asfáltica densa. Otras mezclas como *Stone Mastic Asphalt*, SMA que tiene de 10% de finos no cumpliría con esta especificación.
- b. Los puntos de control en el tamiz de 2.36 mm controlan la cantidad de arena en la mezcla. El punto de control superior limita la cantidad de arena en la mezcla y excluye las mezclas *asfalto-arena* las cuales no pueden ser diseñadas con la especificación Superpave. El punto de control inferior asegura el contenido adecuado de arena en la mezcla para garantizar la

granulometría densa. Una mezcla de granulometría abierta tipo “open graded” y mezclas asfálticas porosas no pueden conseguirse con esta especificación.

- c. La zona restringida ha sido especificada para asegurar una adecuada estructura en la mezcla. La combinación de agregados puede pasar sobre o debajo de la zona restringida. Las mezclas que pasan sobre la zona restringida tienden a ser arenosas y tienen una estructura más débil que las mezclas que pasan por debajo de la zona restringida.
- d. Las mezclas que pasan por debajo de la zona restringida están limitadas por el porcentaje mínimo que pasa la malla 2.36 mm. El punto de control estrangula la zona por donde la curva granulométrica debe pasar, por lo que todas las mezclas que pasen por debajo de la zona restringida tendrán un contenido de arena similar.
- e. La zona restringida fomenta las mezclas incompletas o *gap graded*. Este tipo de mezcla tiene una estructura con mayor capacidad de soporte por tener mayor número de gravas. El espacio entre los agregados gruesos se rellena con la mezcla asfalto-arena. Las arenas juegan un rol pobre en el soporte de cargas. Si la mezcla tiene mayor contenido de arena, la granulometría es desplazada sobre la zona restringida, las partículas de arena comenzarían a separar las partículas de grava reduciendo la capacidad de soporte.

### **3.7 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE LIGANTE ASFÁLTICO**

#### **3.7.1 COMPACTADOR GIRATORIO SUPERPAVE**

La principal herramienta del diseño de mezclas volumétricas es el compactador giratorio Superpave (SGC). Un diseño de mezclas satisfactorio es aquel que cumpla los requisitos volumétricos a niveles iniciales y del número de revoluciones de diseño; estos niveles dependen del tráfico. Intuitivamente, las propiedades de la curva de densificación del SGC se correlacionan de alguna manera con la performance del pavimento, en particular, la deformación permanente, pero la relación propiedad-performance no está cuantificada.

Los investigadores de la SHRP tuvieron varios objetivos al desarrollar un método de compactación de laboratorio. El Compactador Giratorio Superpave, SCG compacta las muestras de manera similar a la que se obtendrá bajo tráfico y condiciones de clima específicos.

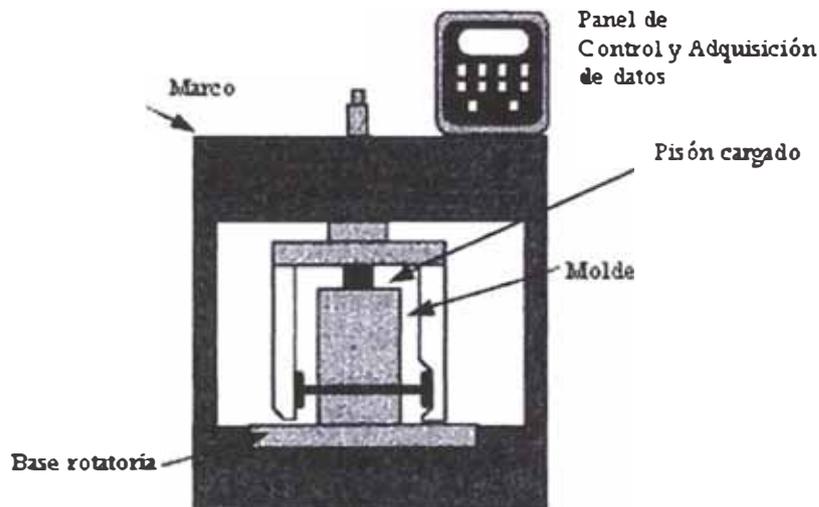
El equipo de compactación tiende a orientar las partículas de agregado de manera similar a las observadas en campo y es capaz de medir la compactación, así puede identificar las mezclas “tender” y problemas relacionados a la compactación.

#### **3.7.2 EQUIPO DE COMPACTACIÓN**

El origen del SGC fue el compactador giratorio modificado de Texas que usa los principios del compactador giratorio Francés. El compactador giratorio modificado de Texas densifica los especímenes de manera realista y es razonablemente portátil. El diámetro del espécimen es de 6 pulg. (150 mm) pudiendo compactar mezcla con agregados de 50 mm de tamaño máximo (37.5 mm de tamaño máximo nominal).

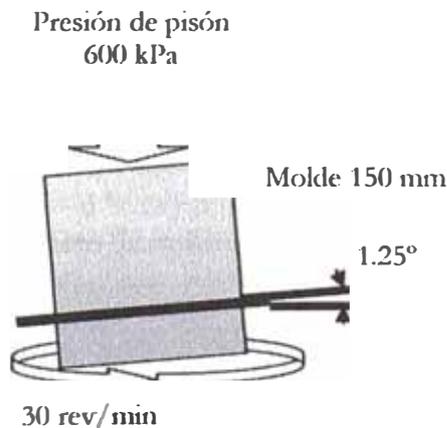
El SGC (figura 3.9) consiste de estos componentes:

- Marco de reacción, base rotatoria, y motor
- Sistema de carga, pisón de carga, y medidor de presión
- Medición de altura y sistema de registro
- Molde y plato de base
- Eyector de espécimen



**Figura 3.9: Esquema del Equipo de Compactación “Superpave Mix Design”, SP-2, Asphalt Institute.**

El pisón aplica 600 kPa de presión de compactación sobre el espécimen. Un medidor mantiene constante la presión en el pisón durante la compactación. El molde del SGC (fig. 3.10) tiene un diámetro interior de 150 mm y un plato en la base del molde proporcionando confinamiento. La base del SGC rota a una velocidad de 30 rev/min durante la compactación, con el molde ubicado a un ángulo de compactación de 1.25°.



**Figura 3.10: Configuración del Molde SGC “Superpave Mix Design”, SP-2, Asphalt Institute.**

Durante la compactación se mide la altura del espécimen y se calcula la densidad. El número de revoluciones de diseño,  $N_{\text{diseño}}$ , depende del nivel del tráfico (tabla 3.5).

**Tabla 3.5: Esfuerzo de Compactación del SGC  
“Superpave Mix Design”, SP-2, Asphalt Institute.**

ESALs de diseño (millones)	Parámetros de Compactación			Aplicaciones típicas
	$N_{\text{inicial}}$	$N_{\text{diseño}}$	$N_{\text{máximo}}$	
< 0.3	6	50	75	Carreteras con tráfico muy ligero, calles locales donde el tráfico de camiones está prohibido o es muy pequeño.
0.3 a <3	7	75	115	Colectores o accesos a ciudades. Tráfico medio.
3 a < 30	8	100	160	Carreteras con dos carriles ó más, acceso controlado. Calles de ciudades con tráfico medio a alto.
$\geq 30$	9	125	205	Sistema interestadual tanto rural como urbana. Aplicaciones especiales como estaciones de pesaje de camiones, o faja donde los camiones pueden pasar en vías de doble carril.

### 3.7.3 PREPARACIÓN Y COMPACTACIÓN DE ESPECIMENES

Se preparan especímenes que serán compactados a 6" de diámetro, mezcla suelta para el ensayo de gravedad específica teórica máxima y especímenes compactados 95 mm de altura para el ensayo de daño por humedecimiento.

Determinar las temperaturas de mezcla y compactación usando la carta de viscosidad del asfalto, correspondiente a  $0.17 \pm 0.02$  Pa-s y  $0.28 \pm 0.03$  Pa-s, respectivamente.

Colocar en un recipiente los agregados y llevar al horno a una temperatura  $15^{\circ}\text{C}$  mayor que la temperatura de mezcla. Mientras los agregados se calientan, calentar todos los implementos para la mezcla y el ligante asfáltico a la temperatura de mezcla.

El procedimiento seguido para la preparación de la mezcla es común, en líneas generales consiste en mezclar los agregados y asfalto hasta conseguir una mezcla uniforme. Verterla en un recipiente plano y llevarlo al horno por 2 horas  $\pm$  5 minutos para su envejecimiento corto y luego compactar al número de revoluciones de diseño,  $N_{\text{diseño}}$ .

### 3.7.4 SELECCIÓN DEL OPTIMO CONTENIDO DE ASFALTO

El óptimo contenido de asfalto es el que produce el 4% de vacíos de aire a  $N_{\text{diseño}}$ . Este valor se determina comparando la gravedad específica bulk de cada espécimen con la gravedad específica teórica máxima o RICE.

### 3.8 SENSIBILIDAD AL HUMEDECIMIENTO

El paso final en el diseño de mezclas Superpave es evaluar la sensibilidad al humedecimiento. Este ensayo normado por la AASHTO T283, *Resistance of Compacted Bituminous Mixtures to Moisture Induced Damage* se realiza para el contenido óptimo de **asfalto**. Los especímenes para este ensayo son compactados a aproximadamente 7% de los vacíos de aire. Se preparan seis especímenes, tres de los cuales son acondicionados, **figura 3.11** y los otros tres son de control, **figura 3.12**.

El acondicionamiento de especímenes consiste en la saturación por un ciclo opcional de congelamiento, seguido por 24 horas de deshielo a 60°C. Los seis especímenes se ensayan para determinar su resistencia a la tensión indirecta. La sensibilidad al humedecimiento se determina como la relación de la resistencia a la tensión promedio de los especímenes acondicionados entre la resistencia a la tensión promedio de los especímenes de control. La pérdida de resistencia deberá ser no menor al 80%.



**Figura 3.11:**  
Acondicionamiento de  
especímenes Superpave



**Figura 3.12:**  
Especímenes de control  
Superpave

## Mezclas Asfálticas Tipo SMA

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Las mezclas *Stone Mastic Asphalt* son el resultado de la combinación de una estructura granular gruesa y un *mastic* de asfalto, filler y fibra. La mezcla es de textura granular abierta y estructura interna densa con un volumen de vacíos de aire entre 2 y 4%.

Las mezclas *Stone Mastic Asphalt* también conocidas en los EE.UU. como *Stone Matrix Asphalt* tienen origen Alemán. Bajo la denominación original de “*Spütmastixasphalt*”, a finales de los años 60, se construyen en el estado de Bavaria las primeras carreteras con este tipo de mezclas.

En Europa, las mezclas SMA vienen siendo usadas por más de 30 años, para reducir las deformaciones permanentes producidas por tráfico pesado. Las gradaciones de los agregados y el óptimo contenido de asfalto son considerablemente diferentes que las mezclas convencionales densas y del tipo Superpave.

En el *Stone Mastic Asphalt* prevalece el contacto piedra-piedra debido a su estructura granular lo que no ocurre con las mezclas asfálticas densas que están formadas por agregados dentro de una matriz arenosa. Las cargas de tráfico en SMA son soportadas por las partículas de agregado grueso.

La experiencia Europea fue analizada y evaluada por un grupo de estudio llegado de EE.UU. El viaje de investigación conformado por 21 miembros representantes de la AASHTO, NAPA, FHWA, TRIS, INSTITUTO DEL ASFALTO y SHRP, se realizó a mediados de setiembre de 1990. Por dos semanas visitaron seis naciones europeas: Alemania, Suecia, Francia, Italia, Dinamarca y Reino Unido.

El grupo de estudio revisó los procedimientos constructivos de pavimentos y los tipos de mezclas asfálticas que prevalecen en estos países. En opinión de los miembros del grupo, la mezcla adecuada para mejorar el comportamiento de los pavimentos en EE.UU., fue *Stone Mastic Asphalt*. Un pequeño grupo representando a la FHWA, AASHTO y NCAT, visitó Suecia y Alemania en la primavera de 1991, para ver especialmente los materiales, procesos constructivos y comportamiento de las mezclas SMA. [41].

En EE.UU. las mezclas asfálticas SMA están siendo evaluadas con diferentes ensayos de laboratorio para cuantificar lo que es evidente, el mejor comportamiento de este tipo de mezclas ante las deformaciones permanentes y agrietamientos por fatiga.

De la revisión bibliográfica realizada, se encontró que dentro de las ventajas que tienen las mezclas SMA sobre las convencionales se encuentran:

- Buena estabilidad a altas temperaturas
- Buena flexibilidad a bajas temperaturas
- Alta resistencia al desgaste
- Alta adhesividad entre el ligante y la piedra
- Mezcla estable con la incorporación de fibras
- Buena resistencia al patinaje
- Reducción de salpicaduras
- Inferiores niveles de ruido

## **4.2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA**

### **4.2.1 REFERENCIA HISTÓRICA**

Las mezclas *Stone Mastic Asphalt* son de diseño concebido para resistir el ahuellamiento y abrasión producido por neumáticos que llevan elementos antideslizantes (cadenas, clavos, etc.) usados en carreteras cubiertas por nieve. El desgaste de los agregados tiene relación con su calidad y el efecto abrasivo del tráfico.

Luego de una etapa de investigación, por parte del Ministerio de Transporte de Alemania, para solucionar el problema de tráfico pesado con recubrimiento de neumáticos, se implementó un tipo de mezcla que contenía 75% de piedra de 5 a 8 mm, 15% de arena, 10% de filler y 7% de ligante bituminoso. El inconveniente con este tipo de mezclas, es el escurrimiento durante la etapa de mezclado, para evitarlo se incorporaron fibras como aditivo estabilizante. Nace SMA en julio de 1968.

SMA es de uso frecuente en Alemania, llevan más de 200 millones de metros cuadrados pavimentados, en autopistas, caminos y calles de la ciudad; y unos 5 millones de toneladas de SMA producidos por año.

Las mezclas SMA están normalizadas desde 1984 en Alemania con la última actualización en 2001 (ZIV Asphalt-StB 01). Austria, Bélgica, Holanda y los países Escandinavos también producen SMA y existen especificaciones en todos los países europeos. En los últimos años también en Asia el SMA es usado como el pavimento más apropiado. Países como China, Japón, Corea del Sur, Hong Kong, Taiwán y Filipinas los han adoptado. Australia y Nueva Zelanda se han sumado y utilizan la tecnología SMA.

En Estados Unidos desde 1991 se han construido autopistas con este tipo de mezcla, y están verificando su excelente comportamiento ante deformaciones permanentes y agrietamientos por fatiga. Han publicado un sin número de artículos técnicos relacionado a las evaluaciones a la que está siendo sometidas este tipo de mezclas y ya se encuentran normalizadas.

La *National Center for Asphalt Technology*, NCAIT de EE.UU. evaluó el comportamiento de 85 proyectos de SMA. Todos los resultados indicaron un buen comportamiento ante las deformaciones permanentes, el 90% de los proyectos presentaban asentamientos permanentes menores de 4 mm. y 25% no presentaban asentamientos significativos. Las mezclas de SMA presentaban mayor resistencia al agrietamiento comparado con las mezclas convencionales. No mostraba erosiones en la superficie por causa de las aguas pluviales. Experiencias en Georgia indican que el SMA tiene entre 30 y 40% menos asentamientos permanentes que las mezclas convencionales y de 3 a 5 veces mayor resistencia al agrietamiento por fatiga.

Actualmente se está implementando el uso de este tipo de mezclas en América del Sur. Argentina es uno de los primeros países que trabajó a gran escala con este tipo de mezcla. Se han construido carpeta con mezcla SMA en la autopista Ricchieri que corresponde al acceso sur de la ciudad de Buenos Aires. Otra zona en la que se aplicó fue el corredor bioceánico, Ruta Nacional 8, que atraviesa de Este a Oeste la república y se nutre de tráfico pesado del Brasil y Chile. En menos de dos años se aplicaron más de 180,000 toneladas de SMA y se esperan más proyectos [43].

En Brasil, en febrero del 2000 se utilizó SMA en el recapeo del autódromo de Interlagos en Sao Paulo, de 3 cm de espesor, se empleó asfalto modificado con polímero SBS al 6.0%, contenido de ligante de 6.7%, 0.5% de fibra celulosa y filler calcáreo. En 2001 se revistió la pista experimental construida en la vía Anchieta, km 44+400 a 45+000 [42], pequeño tramo de fuerte pendiente y en curva, donde los vehículos pesados pasan a baja velocidad, deteriorando el pavimento de manera prematura; las evaluaciones realizadas en 2003 indican que el tramo pavimentado tiene un excelente comportamiento mecánico. Las especificaciones granulométricas adoptadas son las recomendadas por las Normas Alemanas.

#### 4.2.2 COMPORTAMIENTO DE MEZCLAS SMA

La fortaleza de las mezclas SMA se basa en una estructura granular donde predomina el contacto piedra-piedra el mismo que le provee de alta resistencia cortante y baja deformación permanente [50]. La granulometría incompleta ("gap-graded aggregate") del SMA es rellenada con un mastic de finos, filler, asfalto y fibra. Por su constitución granulométrica se considera un mayor porcentaje de ligante asfáltico en la mezcla, entre 6 a 7%, esto resulta en una mezcla con mayor durabilidad. Las figuras 4.1(a) y (b) muestran la diferencia entre las mezclas Superpave y SMA.



Figura 4.1(a) Stone Mastic Asphalt

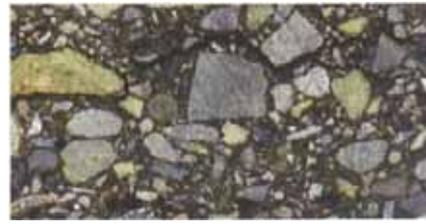
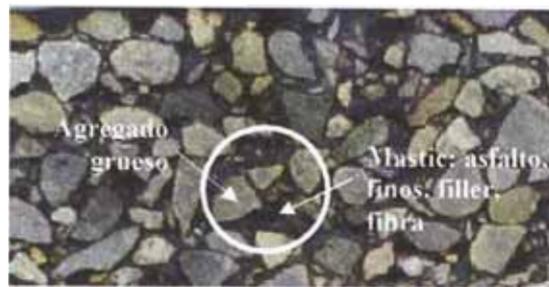


Figura 4.1(b) Superpave

"Tech Notes", Washington State Department of Transportation, Setiembre 2000.

El SMA tiene una estructura granular muy porosa y requiere mayor contenido de asfalto y la necesaria incorporación de fibras para evitar el escurrimiento del ligante durante la mezcla. En la figura 4.1(c) se ilustra la composición de este tipo de mezclas.



**Figura 4.1(c) Estructura de mezclas SMA**  
“Tech Notes”, Washington State Department of Transportation, Setiembre 2000.

El SMA consiste de más de 70% en peso de agregado grueso y 10% en peso de filler. La granulometría incompleta proporciona un esqueleto estable. El SMA contiene vacíos entre 2 a 4% por volumen, este bajo porcentaje de vacíos proporciona una excelente macrotextura y baja permeabilidad [51]. El aditivo estabilizador de la mezcla puede ser fibra de origen orgánico o mineral o polímero. Ellos recubren el agregado y evitan que el ligante se escurra, asegurando una mezcla homogénea. Los aditivos más comunes son las *fibras cebulosas*, que le dan alta viscosidad al asfalto evitando que se escurra de la piedra durante el proceso de mezcla, traslado y compactación. Posibilita la mayor concentración de ligante en la mezcla y forma una película más espesa envolviendo al agregado, lo que inhibe la oxidación, evita el ingreso de humedad y la separación del agregado grueso.

El esqueleto granular de las mezclas SMA difiere significativamente de las mezclas convencionales y las Superpave. SMA tiene una estructura gruesa en la que se asegura el contacto piedra-piedra con por lo menos el 70% de agregado grueso. Las mezclas densas convencionales están formadas por una relación 50% de piedra, 40% de arena y 5% de filler y las mezclas Superpave no difieren mucho de las densas. Este arreglo de partículas es el que permite que las mezclas SMA disipen de una manera mas adecuada las cargas de tráfico.

En la figuras 4.1 se puede apreciar las diferentes granulometrías de las mezclas convencionales, Superpave y SMA.

Las características de la mezcla permiten su utilización en capas finas, lo que simplifica una reducción del consumo de este ligante de alta calidad en la construcción de pavimentos. Por todo esto, el SMA ha demostrado ser rentable a pesar de requerir un alto contenido en ligante, así como la utilización de áridos de gran calidad. Un SMA estudiado adecuadamente requiere niveles mínimos de conservación, siempre que se utilice en carreteras bien diseñadas. Las ventajas adicionales de una rápida aplicación y la facilidad de uso en las operaciones de conservación pueden contribuir a una reducción de costos durante la vida de un pavimento.

### 4.3 DISEÑO DE MEZCLAS

#### 4.3.1 FIBRAS (ADITIVO ESTABILIZADOR)

Uno de los principales problemas observados en las mezclas SMA es el escurrimiento del cemento asfáltico de la piedra, ocasionando los *fat spot* o manchas en la superficie del pavimento.

El SMA se caracteriza por su alto contenido de piedra que forma un esqueleto de granulometría incompleta. Los vacíos de la matriz estructural se llenan con un *mastic* bituminoso altamente viscoso. La rigidez requerida del *mastic* se consigue incorporando aditivo estabilizante. Los aditivos estabilizantes como fibras, caucho, polímero, carbón negro o combinación de estos materiales son incorporados para rigidizar el *mastic* a altas temperaturas, que faciliten su preparación.

Para definir el porcentaje de fibra que será necesaria en la mezcla, se realiza el ensayo de Esgurrimiento especificado en la norma AASHTO T305 “*Determination of Draindown Characteristics in Uncompacted Asphalt Mixtures*”. La figura 4.2 muestra la canasta de metal para el ensayo.



**Figura 4.2: Equipo del ensayo de escurrimiento**  
“*Development of New Asphalt Test Methods at NCAT*”,  
Auburn University, Rabij B. Mallick, Octubre 2001.

El ensayo de escurrimiento consiste en incorporar mezcla SMA en condición suelta, dentro de la canasta de metal. La canasta se coloca sobre una bandeja y el conjunto se lleva al horno por una hora. Concluido el periodo de ensayo se pesa la bandeja con la porción de mezcla que se escurrió. El ensayo se realiza a dos temperaturas diferentes, la primera a la temperatura de producción (135°C) y la segunda a 15°C por encima de la primera (150°C).

En general se emplean fibras celulósicas, fibras minerales y materiales orgánicos. La mayor parte de los inhibidores de escurrimiento se activan durante el almacenamiento, transporte y aplicación del SMA caliente; después de la compactación no influyen en el rendimiento de la mezcla. Sin embargo, se han descubierto inhibidores con propiedades específicas para aumentar la resistencia a las deformaciones plásticas a altas temperaturas, reducir el envejecimiento del ligante, aumentar la resistencia a la fatiga e incrementar su vida útil [55].

La incorporación de fibra celulosa no modifica las propiedades químicas del asfalto pero mejora considerablemente sus propiedades físicas permitiendo la utilización de altos contenidos de ligante. Este aditivo evita que el ligante se escurra de la piedra antes de la compactación. Las fibras celulósicas se presentan en forma de pellets o en su condición

suelta. En este proyecto de investigación se emplearon ambos tipos de fibra. La fibra celulosa en *pellets* fue auspiciada por la marca alemana J. Rettenmaier & Sohne a través de su representante en Brasil. Así como fibras celulosa de procedencia colombiana.

Las recomendaciones técnicas para fibras celulosa y mineral es 0.3% y 0.4% en peso de la mezcla total, respectivamente. Las fibras empleadas en el proyecto de investigación cumplen con las siguientes especificaciones: Tabla 4.1 y 4.2

**Tabla 4.1: Propiedades de Fibras Celulosas  
AASHTO MP8-01**

Propiedades	Especificaciones
Análisis Granulométrico <i>Método A</i>	
Análisis tamiz Alpine:	
Longitud de fibra	6 mm (0.25") máximo
% que pasa el tamiz 150 µm (n°100)	70% ± 10%
<i>Método B</i>	
Análisis malla cuadrada:	
Longitud de fibra	6 mm (0.25") máximo
% que pasa el tamiz 850 µm (n°20)	85% ± 10%
425 µm (n°40)	65% ± 10%
106 µm (n°140)	30% ± 10%
Contenido de cenizas	18% ± 5% no volátiles
PH	7.5 ± 1.0
Absorción de aceite	5.0 ± 1.0
Contenido de humedad	< 5% (por peso)

**Tabla 4.2: Propiedades de Fibras Mineral  
AASHTO MP8-01**

Propiedades	Especificaciones
Análisis por tamizado	
Longitud de fibra	6 mm (0.25") valor máximo medio
Espesor	0.005 mm (0.0002") valor máximo medio
Contenido de "Shot"	
250 µm (n°60)	pasa 95% mínimo
63 µm (n°230)	pasa 65% mínimo

#### 4.3.2 ASFALTO MODIFICADO CON POLÍMERO

Como material viscoelástico, el asfalto tiene una gran importancia en la determinación de muchos aspectos del comportamiento de la carretera. Por ejemplo, una mezcla bituminosa necesita ser lo suficientemente flexible a temperaturas bajas de servicio, para prevenir los agrietamientos térmicos, y lo suficientemente resistente para soportar las deformaciones permanentes. Esas propiedades son necesarias para que el pavimento sea

capaz de soportar el crecimiento de tráfico con variaciones climáticas. Lamentablemente las mezclas bituminosas con asfalto convencional, no siempre tienen el comportamiento deseado. Para tal sentido se han desarrollado algunos modificadores.

Los polímeros se clasifican de innumerables maneras, de acuerdo con la necesidad; sin embargo, la clasificación más usada es:

- a) *Termorígidos*, son aquellos que por acción del calor se endurecen de forma irreversible
- b) *Termoplásticos*, son aquellos que por acción del calor se ablanda de forma reversible, endureciéndose cuando se enfrían. Ejemplo: EVA, polietileno, etc.
- c) *Elastómeros*, son aquellos que cuando calentados se descomponen antes de ablandarse y presentan propiedades elásticas que recuerdan al caucho.
- d) *Elastómero-termoplástico*, son aquellos que al ser calentados se comportan como termoplásticos, y a temperatura bajas presentan propiedades elásticas, como por ejemplo el SBS.

El SBS es un polímero industrial del tipo elastómero termoplástico. Es una borracha sintética de estireno-butadieno-estireno.

Los dominios poliestirénicos se funden encima de los 90°C y el dominio polibutadiénico se torna rígido próximo a -90°C, por esa razón el SBS es usado como modificador del cemento asfáltico tanto en zonas de muy alta temperatura como en zonas con muy bajas temperaturas.

En zonas donde las temperaturas son mucho mas altas que el punto de ablandamiento del cemento original, cuando se presenta un flujo prácticamente viscoso, el SBS forma una malla que envuelve el ligante fluido, manteniendo alta consistencia en el sistema debido al estado sólido del dominio del estireno.

En zonas donde las temperaturas son muy bajas el cemento asfáltico tiene un comportamiento más rígido. El SBS disminuye bastante el punto de ruptura Fraass de la mezcla, confiriendo confiriéndole elasticidad a bajas temperaturas.

Con la elevación del punto de ablandamiento y disminución del punto de ruptura Fraass, el SBS amplía el intervalo de plasticidad, lo que significa una considerable reducción de la susceptibilidad térmica.

#### **4.3.3 CONTACTO PIEDRA-PIEDRA**

De acuerdo con la literatura revisada, para que una mezcla SMA trabaje adecuadamente, debe desarrollarse el contacto piedra-piedra. En el pasado este contacto piedra-piedra era subjetivo, porque su evaluación era visual. Se realizaron estudios posteriores para adoptar una metodología que cuantifique este contacto.

Los procedimientos de ensayos para cuantificar el contacto piedra-piedra fueron discutidos por Haddock y otros [57]. En su trabajo sobre un proyecto de SMA en la

India, los autores notaron la importancia del esqueleto granular y propusieron un método para determinar un adecuado esqueleto granular. Este método lleva a compactar solamente la fracción gruesa usando 50 golpes por cara, en base estática y con martillo Marshall, luego se calcula su densidad. Se usan dos porcentajes de cemento asfáltico por masa de mezcla total para la compactación. En cuanto los especímenes han sido compactados y calculadas sus densidades, se calcula la densidad del agregado grueso en la mezcla SMA. La densidad del esqueleto granular se compara con la densidad del agregado grueso previamente calculada. Si la densidad del esqueleto granular es mayor o igual que la densidad de la fracción gruesa, la mezcla SMA tiene un esqueleto con contacto piedra-piedra.

Análogamente existen otros procedimientos de ensayo que evalúan el contacto entre piedras, el de Brown y Mallick [58] es uno de ellos. El método relaciona los vacíos en el agregado grueso (VCA) y el porcentaje de agregado fino (material que pasa el tamiz n°4) en la mezcla. Varios ensayos determinaron que cuando el porcentaje de agregado fino en la mezcla decrece, el VCA decrece. Esta relación aproximadamente lineal persiste hasta que el porcentaje de agregado fino se acerca a 30%. En este punto, el VCA se hace más o menos constante. El punto en el cual el VCA deja de decrecer se interpretó como el punto en el cual existe el contacto piedra-piedra

Teniendo como base sus investigaciones, Brown y Mallick sugieren usar el ensayo de peso unitario seco rodillado (AASHTO T19) para determinar si existe el contacto piedra-piedra en una mezcla SMA. Se asegura el contacto piedra-piedra del esqueleto granular de la mezcla, cuando el VCA de la mezcla de SMA es igual o menor que el VCA del agregado grueso, ensayado con el peso unitario seco rodillado (AASHTO T19).

#### 4.3.4 AGREGADOS

Cuando se habla de agregados se debe enfocar el problema en los siguientes puntos: calidad, granulometría de la combinación de agregados y selección de la gradación que garantice el contacto piedra-piedra.

Tan pronto como las mezclas hayan sido compactadas y enfriadas se extraen del molde. Se determina la gravedad específica bulk,  $G_{mb}$ , según la norma AASHTO T166. Con muestras en su condición suelta se calcula la gravedad específica teórica máxima o RICE,  $G_{mm}$  según la norma AASHTO T209. El porcentaje de vacíos de aire ( $V_a$ ), vacíos en el agregado mineral (VMA) y vacíos de agregado grueso en mezcla ( $VCA_{mezcla}$ ) se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$V_a = 100 \left( 1 - \frac{G_{mb}}{G_{mm}} \right)$$

$$VCA_{mezcla} = 100 - \left( \frac{G_{mb}}{G_{ca}} P_{CA} \right)$$

$$VMA = 100 - \left( \frac{G_{mb}}{G_{sb}} P_s \right)$$

Donde:

$P_s$	porcentaje de agregado en mezcla
$P_{CA}$	porcentaje en peso de agregado grueso en mezcla
$G_{mm}$	gravedad específica teórica máxima de la mezcla
$G_{mb}$	gravedad específica bulk de la mezcla
$G_{sb}$	gravedad específica bulk de la combinación de agregados
$G_{ca}$	gravedad específica bulk del agregado grueso

De la combinación agregado-asfalto realizada en el laboratorio se elige aquella mezcla que tenga por lo menos 17% de VMA y  $VCA_{mezcla}$  menor que  $VCA_{DRC}$ . Los vacíos de agregado grueso DRC "Dry Rodder Unit Weight" se simplifican con  $VCA_{DRC}$ .

Para determinar los vacíos en el agregado grueso se propusieron diferentes métodos, pero el más popular es el *Unit Weight and Voids in Aggregate* normalizado por AASHTO T19. Cuando se calcula la densidad seco-rodillado de la fracción de agregado grueso, el  $VCA_{DRC}$  de la fracción se determina usando la siguiente ecuación:

$$VCA_{DRC} = \left( \frac{G_{ca} \gamma_w - \gamma_s}{G_{ca} \gamma_w} \right) 100$$

Donde:

$VCA_{DRC}$	vacíos en el agregado grueso en la condición seco-rodillado
$\gamma_s$	peso unitario de la fracción de agregado grueso en la condición seco-rodillado ( $kg/m^3$ )
$\gamma_w$	peso unitario del agua ( $998 kg/m^3$ )
$G_{ca}$	gravedad específica bulk del agregado grueso

#### 4.3.5 MATERIAL DE RELLENO (FILLER)

Filler se define como el material mineral inerte en relación con los demás componentes de la mezcla, finamente dividido, caracterizado porque por lo menos el 65% de material pasa la malla n° 200.

El filler cumple la función de relleno de los vacíos entre los agregados gruesos, contribuyendo a la consistencia de la mezcla, modificando la trabajabilidad, resistencia al agua y envejecimiento. Su incorporación incrementa la viscosidad del medio cohesivo (resistencia a la deformación).

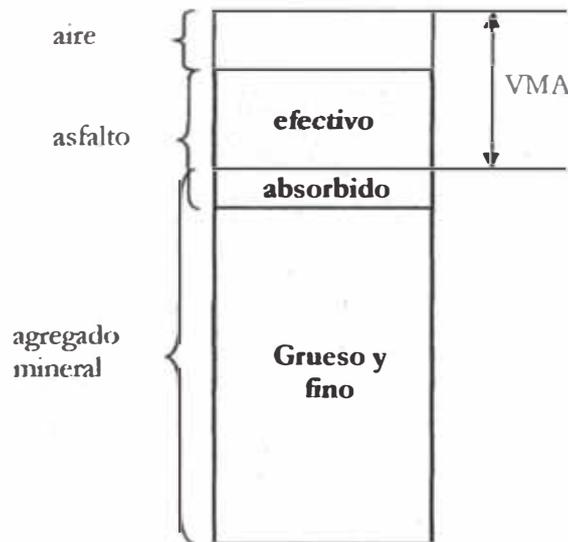
Cuando el porcentaje de material que pasa la malla n°200 aumenta, se reducen los vacíos del esqueleto mineral, mejora la gradación y la trabajabilidad de mezclas bituminosas se incrementa hasta cierto punto. Por encima de este nivel, el porcentaje de finos reduce el contenido de vacíos de aire, lo que llevaría a problemas de exudación debido a que el asfalto no tiene espacio suficiente en el interior, como para acomodarse cuando está sometido a cargas externas. Además, el mayor porcentaje de finos reduce el contacto entre las partículas gruesas, reduciendo la capacidad de compactación (Motta y Leite, 2000) y su capacidad de transmitir presiones (Minaya y Ordóñez).

Según Harris y Stuart, 1995, para mezclas asfálticas SMA y mezclas convencionales densas se observa que la fracción menor que la malla n°200 tiene un efecto significativo en las características de comportamiento del pavimento. Para conseguir una adecuada rigidez del mastic de la mezcla SMA, la relación entre el peso del *dust/ligante asfáltico* es típicamente de 1.5. Este valor es más alto comparado con los límites recomendados por la FHWA (*Federal Highway Administration*) para mezclas asfáltica convencionales densas que van de 0.6 a 1.2.

#### 4.3.6 ANÁLISIS VOLUMÉTRICO

El análisis volumétrico de mezclas SMA comparadas con las mezclas convencionales o Superpave incorpora los conceptos de gravedad específica bulk del agregado grueso, vacíos de agregado grueso en mezcla,  $VCA_{mezcla}$ , y vacíos de agregado grueso DRC,  $VCA_{DRC}$ . Para un mejor entendimiento se definirán dichos conceptos, que serán fácilmente entendidos teniendo como base el capítulo 2.

Como se definió en el capítulo 2, los vacíos en el agregado mineral o VMA, son el volumen de vacíos entre los agregados (gruesos y finos) de una mezcla compactada que incluye los vacíos de aire y el contenido de asfalto efectivo, expresado en porcentaje del volumen total de la mezcla. Figura 4.3.



**Figura 4.3: Vacíos en Agregado Mineral, VMA**  
 “Designing and Constructing SMA Mixtures State of the Practice”, NAPA, 2002

Los vacíos de agregado grueso obtenido por el peso unitario seco rodillado,  $VCA_{DRC}$ , se define como el porcentaje de vacíos de aire dentro de una muestra de agregado grueso compactado. La figura 4.4 ilustra este concepto.

Los vacíos de agregado grueso en mezcla,  $VCA_{mezcla}$ , se definen como el porcentaje de vacíos de aire más el contenido de asfalto efectivo y el agregado fino. El asfalto absorbido se considera como parte del volumen ocupado por el agregado grueso. La figura 4.5 ilustra este concepto.

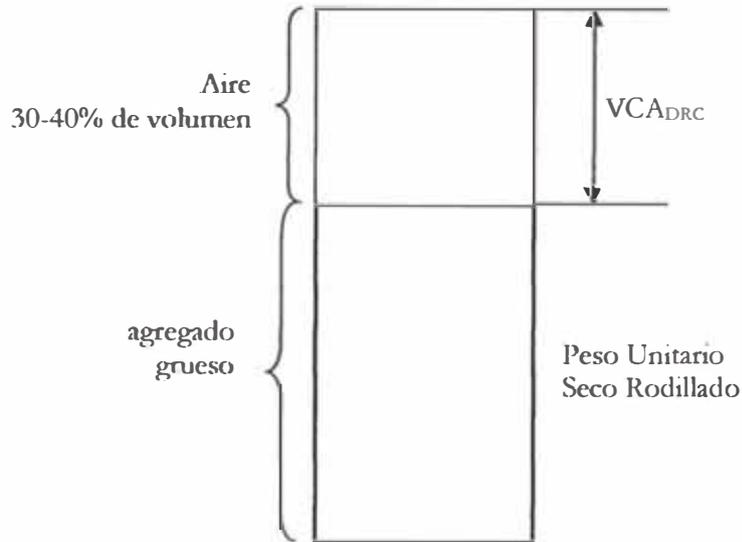


Figura 4.4: Vacíos en Agregado Grueso,  $VCA_{DRC}$   
“Designing and Constructing SMA Mixtures State of the Practice”, NAPA, 2002

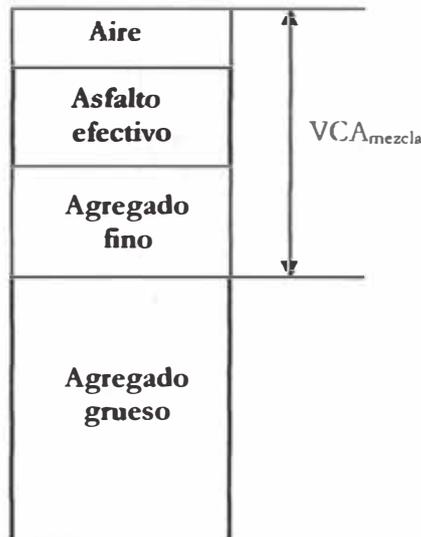


Figura 4.5: Vacíos en Agregado Grueso,  $VCA_{mezcla}$   
“Designing and Constructing SMA Mixtures State of the Practice”, NAPA, 2002

Para los cálculos de  $VCA_{mezcla}$  y  $VMA$ , el asfalto absorbido por el agregado se considera como parte del agregado.

#### 4.3.7 ELECCIÓN DEL ÓPTIMO CONTENIDO DE ASFALTO

Una vez que la gradación de la mezcla se haya elegido, es probable que se deba ajustar el contenido de cemento asfáltico para obtener el apropiado porcentaje de vacíos de aire en

la mezcla. Para este caso, se preparan especímenes con la misma granulometría, pero variando el porcentaje de asfalto. El óptimo contenido de asfalto es el que produce el 4% de los vacíos de aire en la mezcla. La NCAT luego de evaluaciones de pavimentos SMA sugieren que se elija el contenido de asfalto que produce vacíos de aire cercanos a 4% para proteger la mezcla de los *fat spots* y mejorar la resistencia a las deformaciones permanentes, particularmente en climas cálidos. Para climas fríos puede usarse contenidos de vacíos de aire cerca de 3.5%.

#### **4.4 EXPERIENCIAS CON SMA POR EL MUNDO**

La normalización europea se vino efectuando a través del grupo de trabajo CEN TC227/WG1 “Mezclas Bituminosas” que estuvo desarrollando una norma para SMA. Se conoce de referencia que estas especificaciones han sido recientemente terminadas y se espera que pronto se cuente con ellos.

Todos los países que iniciaron trabajos con mezclas SMA tienen como punto de referencia las especificaciones alemanas. Sin embargo, luego de los primeros trabajos fueron adaptando las mismas a su propia condición de sitio.

A continuación se hace un breve resumen de las experiencias obtenidas con SMA en Europa. Los datos fueron publicados por la *EAPA European Asphalt Pavement Association, 1998* titulada “*Capas Superficiales de Elevada Resistencia Los Argumentos a Favor de SMA*” y posteriormente recogidos por el Ing. Fabricio Lago Mourao en su tesis “*Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA*” trabajo realizado para optar el grado de master en Ingeniería Civil en la Universidad Federal de Río de Janeiro, sustentada en octubre del 2003.

Se tiene referencia que ya salió la norma europea de las mezclas *Stone Mastic Asphalt* al igual que las especificaciones técnicas para estas mezclas en Chile y Argentina, como estos trabajos son muy recientes no han podido ser incorporados en la presente tesis.

##### **☞ Alemania (EAPA, 1998)**

Existen cuatro tipos de mezclas para pavimentos con alto volumen de tráfico 0/8, 0/5 y 0/11S, 0/8S. Están normalizados por la “*Empfehlungen für die Zusammensetzung, die Herstellung und den Einbau von Splittmastixasphalt*”, FGSV 1996, e incorporado en la National Standard ZTV Asphalt – StB, 1998. La tabla 4.3 muestra las características de mezclas asfálticas SMA según las Especificaciones Técnicas Alemanas ZTV Asphalt-StB 01 (2001).

Deben tomarse algunos cuidados en la producción y aplicación de este tipo de mezclas:

- ☞ La máxima temperatura de producción es 180°C y la temperatura mínima de aplicación 150°C.
- ☞ No se permite el uso de compactadores con rodillo neumático y se debe tener mucho cuidado con la compactación con rodillo vibratorio.

El contenido de aditivo estabilizante varía de 0.3 a 1.5% dependiendo de la fibra y tipo de ligante.

**Tabla 4.3: Características de Mezclas Asfálticas Tipo SMA usadas en Alemania según las especificaciones técnicas Alemanas ZTV Asphalt – StB 01 (2001)**

SMA <i>Stone Mastic Asphalt</i>	0/11S	0/8S	0/8	0/5
Tipo de agregados	Agregado chancado, Arena chancada, filler comercial		Agregado chancado, Arena chancada y natural, filler comercial	
Agregados minerales:				
Agregado en peso (%) < 0.09 mm	9 – 13	10 – 13	8 – 13	8 – 13
Agregado en peso (%) > 2.0 mm	73 – 80	73 – 80	70 – 80	60 – 70
Agregado en peso (%) > 5.0 mm	60 – 70	55 – 70	45 – 70	≤ 10
Agregado en peso (%) > 8.0 mm	≥ 40	≤ 10	≤ 10	-
Agregado en peso (%) > 11.2 mm	≤ 10	-	-	-
Relación arena natural/arena chancada	1:0	1:0	≥ 1:1	≥ 1:1
Porcentaje que pasa el tamiz				
0.09 mm	9 – 13	10 – 13	8 – 13	8 – 13
2.0 mm	20 – 27	20 – 27	20 – 30	30 – 40
5.0 mm	30 – 40	30 – 45	30 – 55	90 – 100
8.0 mm	50 – 60	90 – 100	90 – 100	-
11.2 mm	90 – 100	-	-	-
Ligante bituminoso				
Tipo de ligante (penetración – dmm)	50/70 (PmB 45)	50/70 (PmB 45)	70/100	70/100 (160/220)
Contenido ligante en peso de mezcla (%)	≥ 6.5	≥ 7.0	≥ 7.0	≥ 7.2
Aditivos estabilizadores				
Contenido de mezcla en peso (%)	0.3 – 1.5			
Mezclas Asfálticas				
Especímenes Marshall				
Temperatura de compactación (°C)	*135±5	*135±5	*135±5	*135±5
Vacíos de aire (%)	3.0 – 4.0	3.0 – 4.0	2.0 – 4.0	2.0 – 4.0
Capas				
Capa de rodadura				
Espesor recomendado (cm)	3.5 – 4.0	3.0 – 4.0	2.0 – 4.0	2.0 – 4.0
Taza de aplicación (kg/m <sup>2</sup> )	85 – 100	70 – 100	45 – 100	45 – 75
Capa de reperfilage**				
Espesor recomendado (cm)	2.5 – 5.0	2.0 – 4.0	-	-
Taza de aplicación (kg/m <sup>2</sup> )	60 – 125	45 – 100	-	-
Grado de compactación de la capa (%)	≥ 97			
Vacíos de aire en capa compactada (%)	≤ 6.0			

\* Para asfalto modificado con polímero (PmB 45), la temperatura de compactación debe ser 145±5°C

\*\*Capa de reperfilage son capas de rodadura sobre la capa intermedia o inferior con problemas geométricos.

### Estados Unidos de América

SMA es una mezcla relativamente nueva en los Estados Unidos. Su aplicación es el resultado del *European Asphalt Study Tour* realizado en otoño de 1990. A principios de 1991, la *Federal Highway Administration (FHWA)* formó un Grupo Técnico de Trabajo (IWG) para normar los materiales y procesos constructivos de mezclas SMA.

Para el verano de 1997, por lo menos 28 estados construyeron más de 100 proyectos, totalizando más de 3 millones de toneladas de SMA. La mayoría de los proyectos fueron construidos entre 1992 y 1996 y la mayor parte fueron colocados para soportar tráfico pesado.

El primer proyecto de SMA en los Estados Unidos diseñado siguiendo la "receta" de las especificaciones Alemana. La *NCAT* ha desarrollado un detallado diseño de mezclas para SMA. Las normas son AASHTO MP8 "*Specification for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA)*" y AASHTO PP41 "*Practice for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA)*". Las tablas 4.4 a 4.8 muestran las especificaciones de las mezclas SMA usadas en los EE.UU.

**Tabla 4.4: Requisitos de Calidad para Agregado Grueso  
AASHTO MP8**

Ensayo	Método	Especificación
Abrasión L.A., % pérdida	AASHTO T96	30' máx
Chatas y Alargadas, % 3 a 1 5 a 1	ASTM D4791	20 máx 5 máx
Absorción, %	AASHTO T85	2 máx
Durabilidad (5 ciclos), % Sulfato de sodio Sulfato de magnesio	AASHTO T104	15 máx 20 máx
Contenido de caras fracturadas, % Una cara Dos caras	ASTM D5821	100 min 90 min

\* Aunque los agregados con pérdidas mayores a 30% se usan satisfactoriamente, las piedras se pueden quebrar durante el proceso de compactación en el laboratorio o durante la compactación en campo con estos agregados.

**Tabla 4.5: Requisitos de Calidad para Agregado Fino  
AASHTO MP8**

Ensayo	Método	Especificación
Durabilidad (5 ciclos), % Sulfato de sodio Sulfato de magnesio	AASHTO T104	15 máx 20 máx
Angularidad, %	AASHTO TP33 (Método A)	45 min
Límite Líquido, %	AASHTO T89	25 máx
Índice de plasticidad	AASHTO T90	N.P.

**Tabla 4.6: Rango Granulométrico de SMA (% pasante por volumen)  
AASHTO MP8**

Tamiz, mm	TMN 19 mm		TMN 12.5 mm		TMN 9.5 mm	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior
25.0	100	100				
19.0	90	100	100	100		
12.5	50	74	90	100	100	100
9.5	25	60	26	78	90	100
4.75	20	28	20	28	26	60
2.36	16	24	16	24	20	28
1.18	13	21	13	21	13	21
0.6	12	18	12	18	12	18
0.3	12	15	12	15	12	15
0.075	8	10	8	10	8	10

El TMN se refiere al Tamaño Máximo Nominal que representa a un tamiz mayor que el primer tamiz que retiene más del 10%

**Tabla 4.7: Especificaciones de Mezclas SMA para diseño Marshall  
NAPA 2002**

Propiedades	Especificación
Cemento asfáltico, %	6 mín*
Vacios de aire, %	4
VMA, %	17 mín**
VCA, %	Menor que VCA <sub>DRC</sub>
Estabilidad, kg	632 mín***
TSR, %	70 mín
Esgurrimiento a T <sup>o</sup> producción, %	0.30 máx
* El mínimo porcentaje de cemento asfáltico puede reducirse ligeramente si la gravedad específica bulk del agregado excede 2.75	
** VMA mínimo durante la producción	
*** Valor de estabilidad sugerido, basado en la experiencia	

**Tabla 4.8: Especificaciones de Mezclas SMA para diseño con Compactador  
Giratorio Superpave AASHTO MP8 y NAPA 2002**

Propiedades	Especificación
Cemento asfáltico, %	6 mín*
Vacios de aire, %	4
VMA, %	17 mín**
VCA, %	Menor que VCA <sub>DRC</sub>
TSR, %	70 mín
Esgurrimiento a T <sup>o</sup> producción, %	0.30 máx
* El mínimo porcentaje de cemento asfáltico puede reducirse ligeramente si la gravedad específica bulk del agregado excede 2.75	
** VMA mínimo durante la producción	

### ☞ República Checa (EAPA, 1998)

Desde 1991 se difunde la aplicación del SMA. Entre 1995 y 2001 fueron aplicados 6.3 millones de metros cuadrados (EAPA 2001).

Los tipos más usados son: AKMS (SMA 0/11), AKMJ (SMA 0/8) y excepcionalmente AKMH (SMA 0/16), todos están normalizados por la Czech Standard ESN 73 6121 (1994).

Se emplea filler calcáreo, fibra celulosa (0.3%) verificando su eficiencia con el ensayo de escurrimiento (*Schellenberg*). El agregado grueso es chancado con Abrasión Los Ángeles menor de 20%, el pulimento del agregado (*Polished Stone Value – PSV*) inferior a 0.55. El *Polished Stone Value* es un ensayo acelerado que mide la resistencia del agregado al pulimento sobre la acción de neumáticos.

Para el diseño se preparan de 4 a 5 especímenes, con diferentes contenidos de agregados gruesos chancados; la composición óptima de agregado se caracteriza generalmente por un cambio repentino en las relaciones volumétricas del ensayo Marshall. Se comprueban las propiedades de la mezcla mediante el ensayo Marshall aplicando tres contenidos diferentes de ligante. Ver tabla 4.9.

Los problemas encontrados con SMA en la República Checa fueron la variación del contenido de vacíos en la mezcla, debido a la sensibilidad del SMA cuando se desvía la gradación del proyecto. Dificultad durante la compactación, principalmente aquellas con ligante modificado. El bajo contenido de vacíos (cerca de 2%) reduce la resistencia al deslizamiento. Dificultad de medir en laboratorio su resistencia a deformaciones permanentes.

### ☞ Dinamarca (EAPA, 1998)

SMA se usa en Dinamarca desde 1982 en carreteras con alta intensidad de tráfico, áreas industriales, aeropuertos y otras superficies que soportan cargas pesadas.

En Dinamarca se usan tres tipos de mezcla: SMA 11 (SMA 0/11) considerada la más común, SMA 8 (SMA 0/8) preferentemente para capas delgadas y SMA 16 (SMA 0/16) que se usa para cargas extremadamente pesadas. En la tabla 4.10 se presenta la composición granulométrica de las mezclas citadas.

El bitumen especificado es el B60 o PmB (B85 solo en el caso de carreteras con bajo tránsito). Agregado mineral 100% chancado. Para el diseño de mezclas se utiliza el ensayo Marshall (50 golpes por cara) con vacíos en el agregado mineral (VMA) superior a 16%, vacíos rellenos con asfalto (VFA) de 78 a 93% y vacíos de aire entre 1.5 a 4.0%.

Las especificaciones constructivas se muestran en la tabla 4.11. En Dinamarca las mezclas SMA se diseñan con bajo contenido de vacíos (1.5 a 4.0%), con el objetivo de conseguir un incremento del 30% en la vida de servicio respecto de las mezclas densas.

**Tabla 4.9: Especificaciones Técnicas usadas en la República Checa (EAPA, 1998)**

SMA Agregado Mineral	AKMS (SMA 0/11) Agregado chancado	AKMJ (SMA 0/8) Agregado chancado
% que pasa: < 0.09 mm	10 – 13	10 – 13
< 2.0 mm	20 – 26	22 – 30
< 4.0 mm	26 – 38	28 – 42
< 8.0 mm	45 – 60	90 – 100
< 11.0 mm	90 – 100	100
Tipo de Ligante	AP-65 PmB 45, (PmB 65)	AP-65 PmB 45, (PmB 65)
Contenido de Ligante <sup>1</sup> (%)	6.5 – 7.0 (7.0 – 7.5)	6.8 – 7.2 (7.3 – 7.8)
Especificaciones Marshall <sup>3</sup> Estabilidad	≥ 6 kN	≥ 6 kN
Vacíos de aire (%)		
2 x 50 golpes	3.0 – 4.5	3.0 – 4.5
2 x 100 golpes	2.5	2.5
Capa terminada		
Espesor (mm)	34 – 45	(25)30 – 40
Grado de compactación	mínimo 97%	mínimo 97%
Vacíos de aire (%)	3.0 – 6.0 (7.0)	3.0 – 6.0 (7.0)

Nota: - <sup>1</sup> en caso de ligante modificado, el límite inferior puede reducirse en no más del 0.3%. <sup>2</sup> El rango que se encuentra fuera del paréntesis es el contenido de ligante para la mezcla; y el valor que se encuentra entre paréntesis es el contenido de ligante para el 100% de agregado. <sup>3</sup> La temperatura de compactación depende del tipo de betumen (por lo general 140 a 150°C). El cálculo del índice de vacíos depende de la densidad de la mezcla suelta.

**Tabla 4.10: Composición granulométrica de SMA usada en Dinamarca (EAPA 1998)**

Granulometría	% que pasa (m/m)		
	SMA 8	SMA 11	SMA 16
16,0 mm	-	-	> 90
11,2 mm	-	> 90	< 90
8,0 mm	> 90	< 90	-
5,6 mm	90	30 – 50	24 – 45
2,0 mm	21 – 35	18 – 30	15 – 25
0,074 mm	> 4	> 4	> 4

**Tabla 4.11: Especificaciones constructivas de SMA en Dinamarca (EAPA 1998)**

Tipo	SMA 8	SMA 11	SMA 16
Espesor de capa (mm)	20 - 30	30 – 40	40 - 50
Contenido de vacíos (%)			
Media	< 6	< 6	< 6
Tolerancia	< 8	< 7	< 7
Grado de compactación			
Media	> 97	> 97	> 97
Tolerancia	> 95	> 95	> 95

La experiencia con SMA es altamente positiva. Solo en contadas ocasiones se observaron problemas de ondulaciones y huellas. Si el contenido de vacíos es muy alto, pueden producirse deformaciones prematuras.

☞ **Francia (EAPA, 1998)**

En Francia se han aplicado algunos kilómetros de SMA, ellos prefieren usar una mezcla similar denominada "Béton Bitumineux Mince" (BBM). Ambas mezclas presentan granulometría discontinua, no obstante difieren en algunos puntos:

- ☞ La cantidad de *mastic* en BBM es menor que en SMA: 3 a 5% menos de finos, 0.5 a 1.3% menos ligante, razón por la que el BBM no necesita inhibidores de escurrimiento.
- ☞ El contenido de vacíos de BBM compactada es de 6 a 12%. En consecuencia es permeable al agua, la impermeabilidad de la construcción se logra mediante la aplicación de un riego de adherencia, en general de ligante modificado.

Las mezclas BBM posibilitan la construcción de capas delgada con alta uniformidad, rugosidad y durabilidad. Pueden aplicarse en grandes áreas en corto espacio de tiempo y son más económicas debido al menor contenido de ligante.

Los principales tipos de BBM utilizados son: BBM 0/6 y BBM 0/10, siendo normalizados por la norma francesa NF P 98 137/132. Las características de la mezcla se muestran en la tabla 4.12.

**Tabla 4.12: Composición de Mezclas usadas en Francia (EAPA, 1998)**

Tipo Agregado % que pasa	BBM 0/10			BBM 0/6
	a	b	c	
80 µm	8	11	8	8
2.0 mm	35	38	38	38
4.0 mm	-	53	53	53
6.3 mm	35	53	53	97
10.0 mm	97	97	97	-
Contenido de ligante (%)	> 5.6 (5.3)			

El contenido de ligante que se encuentra fuera del paréntesis es el contenido de ligante para el 100% de agregado, y el valor que se encuentra dentro del paréntesis es el contenido de ligante de la mezcla. El contenido de ligante de la mezcla es:

$$\text{cont. ligante de mezcla} = \frac{\text{cont. ligante del agregado}}{1 + 0.01 \times \text{cont. ligante del agregado}}$$

Los agregados son chancados y se puede usar asfalto modificado o no. La tabla 4.13 muestra algunos de los requisitos necesarios en el cálculo de mezclas BBM.

**Tabla 4.13: Requisitos necesarios en el cálculo de Mezclas BBM (EAPA, 1998)**

BBM 0/10	Tipo a1	Tipo a2	Tipo a3
Relación compresión/inmersión	> 0.8		
Deformación permanente	-	≤ 15% 3000 ciclos	≤ 15% 10000 ciclos
Módulo complejo	-	≥ 5400 MPa	
Fatiga	-	≥ 100/10 <sup>-6</sup>	

El tipo a1 se usa en carreteras con bajo volumen de tráfico, a2 y a3 para el resto de carreteras.

El espesor de la capa terminada varía entre 30 a 40 mm. Los vacíos en la capa de 40 mm de espesor varían entre 6 y 12%

#### ☞ Hungría (EAPA, 1998)

Las mezclas SMA llegaron a Hungría en 1983, su normalización húngara es: "Utépitési aszfaltlapok és-burkolatok" – UT 2-3.302 (norma nacional). Se emplea fibra celulosa, filler calcáreo. El método de diseño de mezclas es Marshall Modificado. La tabla 4.14 muestra la composición necesaria.

#### ☞ Italia (EAPA, 1998)

Se utiliza en Italia desde 1991 en carreteras con alto volumen de tráfico. Tiene dos mezclas normalizadas por la "Norme Technique d'Appalto Autovie Veneta S.p.a.- Motorway A4 Venezia-Trieste". Las especificaciones se muestran en la tabla 4.15.

Los agregados son 100% triturados y de alta calidad. El diseño de mezclas Marshall exige estabilidad mayor o igual a 13,000 N, módulo de rigidez mayor igual a 2,000 N/mm. Ensayo de tracción indirecta mayor o igual a 0.80 N/mm.

**Tabla 4.14: Especificación de mezclas SMA usadas en Hungría (EAPA, 1998)**

Agregado mineral	ZMA - 8	ZMA - 12
	Piedra chancada, arena chancada y filler	
Porcentaje que pasa el tamiz:	% (m/m)	% (m/m)
0.09 mm	8 – 13	8 – 13
0.2 mm	11 – 18	11 – 18
0.63 mm	14 – 24	14 – 24
2.0 mm	20 – 30	20 – 30
5.0 mm	30 – 50	30 – 53
8.0 mm	90 – 100	50 - 70
12.5 mm	100	90 - 100
16.0 mm	-	100
Tipo de ligante	B-50, B-65, PmB-80A, PmB-80B	
Contenido de ligante <sup>1</sup> (%)	6.5 – 7.5 (6.1 – 7.0)	6.0 – 7.5 (5.66 – 7.0)
Contenido de Filler	8	8
Contenido de vacíos Marshall (%)	2.5 – 4.5	3.0 – 4.5
Ensayo de deformación permanente (Wheel tracking test): Método LCPC $\epsilon$ (%) máx	15	15 (10) <sup>2</sup>
Ensayo Dinámico de Compresión Uniaxial: $N_k/\epsilon_k$ Mínimo	4000	4000
Espesor de capa (mm)	25 – 30	30 – 50

<sup>1</sup> Contenido de ligante entre paréntesis es el intervalo para la mezclas, sin paréntesis porcentaje para 100% de agregado.

<sup>2</sup> entre paréntesis se utiliza cuando el ligante usado está modificado con polímero.

**Tabla 4.15: Especificación de mezclas SMA usadas en Italia (EAPA, 1998)**

Porcentaje que pasa el tamiz (%)	SMA 0/10	SMA 0/15
15 mm	100	80 – 100
10 mm	80 – 100	46 – 66
5 mm	47 – 64	30 – 44
2 mm	30 – 45	20 – 36
420 $\mu$ m	12- 20	10 – 17
180 $\mu$ m	10 – 16	9 – 15
75 $\mu$ m	9 - 14	8 – 13
Tipo de ligante	PmB 50	
Contenido de ligante (%)	5.5 – 7.0 (5.2 – 6.55)	5.5 – 7.0 (5.2 – 6.55)
Contenido de vacíos <sup>1</sup> (%)	1.0 – 4.0	1.0 – 4.0
Espesor de capa (mm)	20 – 30	40 – 50

<sup>1</sup> Contenido de ligante para el 100% de agregado, el valor entre paréntesis es el contenido en mezcla.

☞ **Holanda (EAPA, 1998)**

SMA se aplica en Holanda desde 1987, las mezclas se encuentran normalizadas por la "RAW – Standard 1995" (especificaciones nacionales). Los tipos y composición se muestran en la tabla 4.16.

**Tabla 4.16: Especificación de mezclas SMA usadas en Holanda (EAPA, 1998)**

SMA	0/11 Tipo <sup>1</sup> 2	0/11 Tipo 1	0/8	0/6
Agregado mineral % mm	Agregado y arena chancada, filler		Agregado chancado, arena chancada o natural, filler	
< 63 µm	6 – 10	7 – 11	8 – 12	9.5 – 13.5
> 2.0 mm	72.5 – 82.5	70 – 80	67.5 – 77.5	62.5 – 72.5
> 5.6 mm	60 – 75	55 – 70	40 – 60	≤ 6
> 8.0 mm	40 – 55	35 – 50	≤ 6	-
> 11.2 mm	≤ 6	≤ 6	-	-
Tipo de ligante	B80			
Contenido de ligante (%)	7.0 (6.54)	7.0 (6.54)	7.4 (6.89)	8.0 (7.41)
Especimen Marshall	5.0	4.0	4.0	4.0
Contenido de vacíos % (v/v)				
Espesor de capa (mm)	35	30 – 40	20 - 30	15 – 20

<sup>1</sup> especificado para tráfico pesado

<sup>2</sup> Contenido de ligante para el 100% de agregado, el valor entre paréntesis es el contenido en mezcla.

Las mezcla de tipo 0/11 tipo 2: se emplean para tráfico muy pesado, con gran número de camiones de tráfico lento y elevada carga por eje. La mezcla 0/11 tipo 1, se emplea en aeropistas y aeropuertos. Los SMA 0/8 se emplean en autopistas con velocidad máxima de 80 km/h, calzadas urbanas, áreas industriales, etc.. Las mezclas SMA 0/6 se aplica en capas finas, para la pavimentación de calzadas urbanas y carreteras rurales con tráfico ligero.

☞ **Portugal (EAPA, 1998)**

En Portugal existen dos tipos de mezclas bituminosas que se comparan a las mezclas SMA, son la Betao Betuminoso Rugoso (0/12.5) y la Microbetao Rugoso (0/9.5). Esas mezclas están normalizadas por la "JAE/NORMAS PROJECTO (DSAT)" y "APORBET/PARTE 1 – Materiais e Misturas Betuminosas". Las composiciones se dan en la tabla 4.17.

Los agregados utilizados deben ser 100% chancados con abrasión Los Angeles menor de 20%, el valor del agregado pulido (*Polished Stone Value – PSV*) superior a 0.55; la arena también es chancada y el filler utilizado es calcáreo. Se preparan especimenes Marshall con diferentes porcentajes de ligante y con el mismo tipo de agregado mineral, generalmente se usa 4% como índice de vacíos de la mezcla tipo 0/12.5 y 4.5% para la mezcla 0/9.5.

**Tabla 4.17: Especificación de mezclas SMA usadas en Portugal (EAPA, 1998)**

Tipos de SMA	0/12.5	0/9.5
Agregado mineral % (m/m)	Agregado fino y grueso chancado, filler	
≥ 75 µm	6 - 10	7 - 12
≥ 2.0 mm	70 - 78	66 - 78
≥ 4.75 mm	58 - 68	58 - 70
≥ 9.5 mm	25 - 40	10 - 20
≥ 12.5 mm	10 - 20	-
Tipo de ligante	Solamente ligante modificado con SBS o EVA	
Contenido de ligante <sup>1</sup> (%)	≥ 5.0%	
Dosificación Marshall:		
Contenido de vacíos % (v/v)	3 - 5	3 - 6
Espesor de capa (mm)	20 - 30	15 - 20

<sup>1</sup> Contenido de ligante para el 100% de agregados

☞ **Suecia (EAPA, 1998)**

Son cuatro tipos de mezclas comparables a las SMA: ABS 22, ABS 16, ABS 11 y ABS 8, están normalizadas por la VAG 94". Las especificaciones se dan en la tabla 4.18.

Se aplica desde 1974, y desde 1988 es un procedimiento estándar en autopistas y carreteras principales.

Los agregados son 100% chancados, el diseño de mezclas se realiza con especímenes Marshall a diferentes proporciones de ligante.

**Tabla 4.18: Especificación de mezclas SMA usadas en Suecia (EAPA, 1998)**

Tipos de SMA	ABS 22	ABS 16	ABS 11	ABS 8
Agregado mineral	Agregado fino y grueso chancado, filler (%mín - máx)			
75 µm	8 - 13	8 - 13	8 - 13	8 - 13
2.0 mm	16 - 29	16 - 29	19 - 30	20 - 30
4.0 mm	20 - 33	20 - 32	24 - 35	28 - 49
8.0 mm	27 - 50	27 - 50	35 - 60	85 - 99
11.2 mm	35 - 65	34 - 70	85 - 99	98 - 100
16.0 mm	50 - 80	85 - 99	98 - 100	100 - 100
22.4 mm	85 - 99	98 - 100	100 - 100	-
31.5 mm	98 - 100	100 - 100	-	-
45.0 mm	100 - 100	-	-	-
Tipo de ligante	B 85, B 120, B 180 o ligante modificado			
Contenido de ligante (%)	5.5 - 7.2	5.5 - 7.2	5.7 - 7.4	5.9 - 7.6
Especimen Marshall				
Contenido de vacíos % (v/v)	2.0 - 4.2	2.2 - 4.4	2.7 - 4.9	3.2 - 5.4
Espesor de capa (mm)	48 - 88	36 - 64	24 - 44	18 - 32

☞ **Inglaterra (EAPA, 1998)**

Desde 1994 ha habido una serie de ensayos en carreteras principales y mientras que estos se estaban evaluando, el uso del SMA en carreteras secundarias se ha incrementado sustancialmente.

El huso granulométrico y contenido de ligante se muestra en la tabla 4.19.

**Tabla 4.19: Especificación granulométricas de mezclas SMA usadas en Suecia (EAPA, 1998)**

Tamiz BS (mm)	ABS 22	ABS 16
20	100	-
14	90 – 100	100
10	35 – 60	90 – 100
6.3	23 – 35	30 – 50
2.36	18 – 30	22 – 32
75 µm	8 – 13	8 – 13
Ligante en peso <sup>1</sup> (%)	6.5 – 7.5	6.5 – 7.0

<sup>1</sup> Contenido de ligante en mezcla

## Comportamiento de Mezclas Asfálticas

### 5.1 INTRODUCCION

La aplicación de la teoría elástica en el estudio del comportamiento mecánico de los materiales en general constituye una primera aproximación, muchas veces utilizada debido a su simplicidad en el modelamiento y las soluciones que consideran diferentes tipos de geometría y sistemas de cargas.

Por otro lado, cuando los materiales estudiados no presentan un comportamiento solamente elástico, es necesario incorporar un modelo más realista, como sucede con los materiales asfálticos que presentan, además, un comportamiento viscoso cuando la temperatura se incrementa.

En el presente capítulo se detallan los ensayos mecánicos de laboratorio realizados durante el programa experimental, en cuanto a los esfuerzos y las deformaciones producidas en las muestras de prueba.

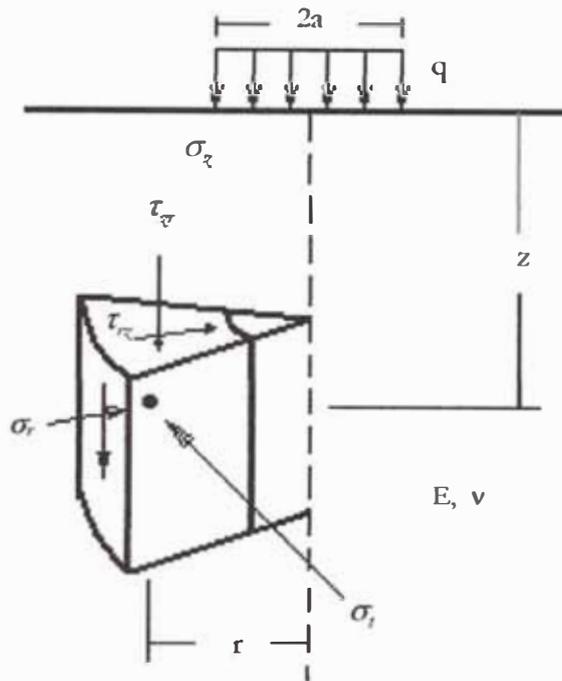
De manera general podemos decir que la manera más simple de caracterizar el comportamiento de los pavimentos flexibles bajo la carga transmitida por los neumáticos es considerándolo como un medio uniforme, homogéneo e isotrópico. El medio físico es representado por un semi-espacio con un área infinitamente grande e infinitamente profunda con borde superior sobre el cual se aplican las cargas [49].

La solución al problema elástico planteado por Boussinesq (1885) se aplica al caso de una carga concentrada superficial sobre el semi-espacio homogéneo, isotrópico y elástico.

Antes del desarrollo de la solución al problema de medios conformado por 02 capas horizontales dado por Burmister (1943), muchos habían puesto también la atención a las soluciones de Boussinesq porque eran las únicas disponibles. La teoría de Burmister puede usarse para determinar los esfuerzos, deformaciones y deflexiones, en pavimentos conformados por la subrasante y la capa de pavimento, si la relación del módulo elástico entre el pavimento y la subrasante es cercana a la unidad, como por ejemplo, una capa superficial delgada de asfalto o una base granular delgada. Si la relación del módulo es mucho mayor que

la unidad, la ecuación se puede modificar, como está demostrado en el método de diseño de Kansas (Kansas State Highway Commission, 1947).

La figura 5.1 muestra un semi-espacio homogéneo, sometido a carga circular con radio  $a$  y presión uniforme  $q$ . El semi-espacio, tiene un módulo elástico  $E$  y relación de Poisson  $\nu$ . Se muestra un pequeño elemento cilíndrico con centro a una distancia  $z$  debajo de la superficie y a una distancia  $r$  del eje de simetría. Existen tres esfuerzos normales,  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$  y  $\sigma_t$  y un esfuerzo cortante,  $\tau_{rz}$  que es igual a  $\tau_{zr}$ . Estos esfuerzos dependen de  $q$ ,  $r/a$  y  $z/a$ .



**Figura 5.1: Componente de esfuerzos bajo carga en el eje de simetría**  
“Pavement Analysis and Design”, Yang H. Huang, 2004.

### **Soluciones en el Eje de Simetría**

Cuando la carga se aplica sobre un área circular, el esfuerzo, deformación y el desplazamiento crítico ocurre bajo el centro del área circular en el eje de simetría, cuando  $\tau_{rz}=0$  y  $\sigma_r=\sigma_t$ , así  $\sigma_z$  y  $\sigma_r$  son los esfuerzos principales.

### **Área Cargada con Placa Flexible**

La carga aplicada por la llanta al pavimento es similar a una placa flexible con radio  $a$  y presión uniforme  $q$ . Los esfuerzos debajo del centro de la placa puede determinarse con:

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right]$$

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left[ 1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right]$$

El desplazamiento, considerando  $\nu=0.5$ , puede calcularse con:

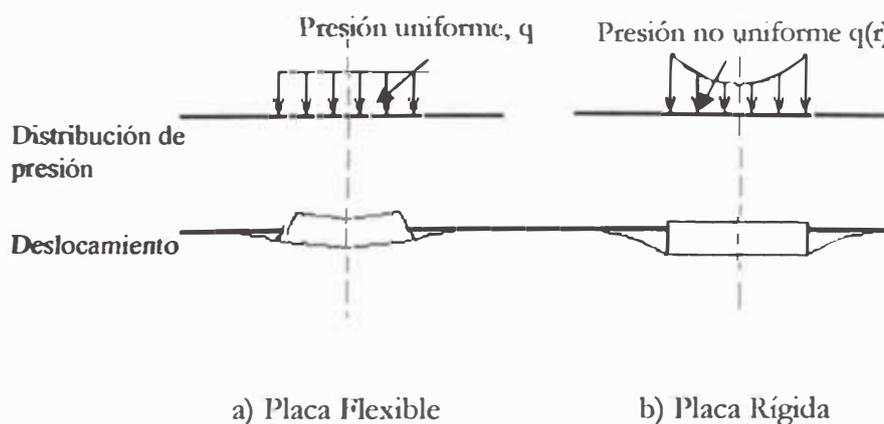
$$s = \frac{3qa^3}{2E(a^2 + z^2)^{0.5}}$$

En la superficie del semi-espacio,  $z=0$ :

$$s = \frac{2(1-\nu^2)qa}{E}$$

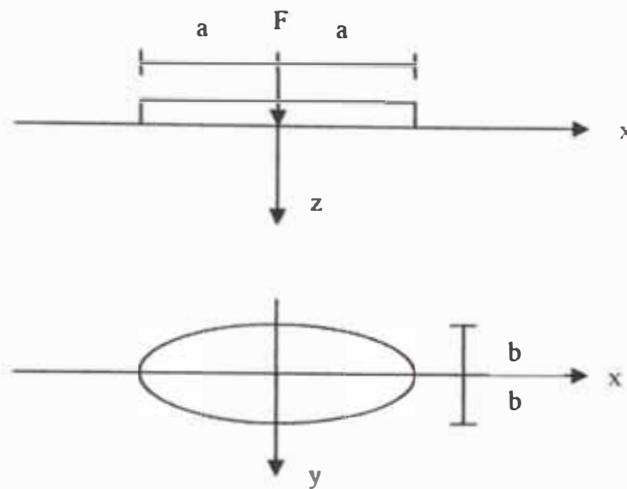
### Área Cargada con Placa Rígida

Todo el análisis descrito líneas arriba asume que la carga se aplica con una placa flexible semejante a los neumáticos de las llantas. Si la carga se aplica con una placa rígida semejante a las usadas en los ensayos de carga en laboratorio, el asentamiento es similar en todos los puntos de la placa, pero la distribución de la presión de contacto no es uniforme [49]. La diferencia entre un plato flexible y rígido se muestra en la figura 5.2:



**Figura 5.2: Diferencias entre placa flexible y rígida**  
 “Pavement Analysis and Design”, Yang H. Huang, 2004.

El caso de una superficie circular rígida aplicada sobre una masa semi-infinita, es el caso particular de la elipse rígida aplicada sobre una masa (Fig.5.3). Este problema fue considerado por Schiffman y Aggarwala (1961).



**Figura 5.3: Área elíptica rígidamente cargada**  
“Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics”, Poulos & Davis, 1974.

La distribución de la presión vertical de contacto,  $\sigma_z$  está dada por:

$$\sigma_z = \frac{q_{prom}}{2} \times \frac{l}{\left(1 - \frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2}\right)^{1/2}}$$

En un círculo  $a=b$  y  $x^2+y^2=r^2$ . Se obtendrá para la presión de contacto,  $\sigma_z$ :

$$\sigma_z = \frac{q_{prom}}{2 \left(1 - \frac{r^2}{a^2}\right)^{1/2}}$$

Donde:

$q_{prom}$	presión promedio aplicada, $F/(\pi a^2)$
$F$	fuerza total aplicada
$a$	radio del círculo
$r$	distancia radial desde el centro.

Asimismo, se tendrá el cálculo del desplazamiento,  $s$  del plato de carga que ocurre cuando se tiene una superficie circular rígida cargada sobre un medio semi-infinito (Poulos y Davis, 1974).

$$s = \frac{\pi(1 - \nu^2)qa}{2E} \quad (5.1)$$

Donde:

$\nu$	Relación de Poisson
$q$	Presión aplicada (promedio, $q_{prom}$ )
$a$	Radio del área cargada

La ecuación 5.1 puede ser escrita en términos del módulo elástico, E, con la finalidad de determinar la característica mecánica del material, conociendo los resultados de ensayos de carga confinada utilizando áreas circulares rígidas, donde la presión promedio es conocida así como los desplazamientos medidos:

$$E = \frac{\pi(1 - \nu^2)qa}{2s} \quad \text{ó} \quad E = \frac{q}{2s/\pi s(1 - \nu^2)} \quad (5.1a)$$

Dado que en ensayo se tiene la lectura del anillo de carga, la ecuación puede ser definida en función de la carga, F cuya lectura arroja el anillo de carga:

$$E = \frac{(1 - \nu^2)F}{2sa} \quad (5.2)$$

Esta ecuación es, finalmente aplicada a los resultados de los ensayos de compresión confinada realizados en el laboratorio.

## 5.2 ENSAYOS DE LABORATORIO PARA CARACTERIZAR MEZCLAS ASFÁLTICAS

### 5.2.1 INTRODUCCIÓN

En la literatura se pudo encontrar un gran número de ensayos de laboratorio que tratan de evaluar el comportamiento de mezclas asfálticas. Los trabajos iniciales consideran los ensayos de Estabilidad y Flujo Marshall, Resistencia a la Tracción Indirecta, entre otros.

La NCAT el año 1993, realizó una investigación dirigida por E. Brown y H. Manglorkar, cuyo objetivo fue comparar mediante ensayos de laboratorio el comportamiento mecánico de las mezclas densas y las SMA, caracterizar y entender mejor su comportamiento.

Los ensayos realizados por la NCAT fueron: Índice de Corte Giratorio, Índice Giratorio Elasto-Plástico, Resistencia al Corte Giratorio, Estabilidad y Flujo Marshall, Resistencia a la Tracción Indirecta, Módulo Resiliente, *Dynamic Creep*, Ensayo de Fatiga y *Wheel Tracking Test*.

Las conclusiones a las que llegaron fueron que la resistencia al corte de las mezclas SMA arrojaban valores ligeramente mayor y menor que las mezclas densas; la estabilidad Marshall fue siempre significativamente menor que para el caso de mezclas densas, lo que indicaría que este tipo de ensayo no representa el comportamiento de las SMA; el flujo en las SMA fue siempre mayor que en mezclas densas lo que indicaría que las SMA son más flexibles.

Los ensayos de resistencia a la tracción indirecta y modulo resiliente fueron siempre menores en SMA con respecto a las mezclas densas. Esto indicaría que las SMA no son

tan rígidas en tensión como las mezclas densas, donde los valores de módulo resiliente son altos.

La deformación permanente se evaluó con el ensayo de flujo estático en que ambas mezclas obtuvieron valores semejantes. El ensayo de deformación permanente dinámica mostró que las mezclas SMA tuvieron deformaciones permanentes ligeramente mayores que las densas, sin embargo, estos resultados son contradictorios con el comportamiento real de campo.

La conclusión más importante a la que llegaron fue que estos ensayos pueden dar un indicativo del comportamiento de la mezcla, pero que son necesarios nuevos métodos de laboratorio para poder evaluarlas. Los resultados del reporte de la NCAT no pudieron ser usados para comparar el comportamiento mecánico de las mezclas SMA y densas, y que la comparación sólo se podría dar en el campo, por lo menos por algún tiempo.

En Francia, teniendo como base la experiencia local y el conocimiento de conceptos mecanísticos prepararon un catálogo de diseño de pavimentos que se fue mejorando con los años. La versión más reciente del Catálogo Francés es de 1998, "Catalogue Des Structures Types de Chaussées Neuves".

El Catálogo Francés propone "pavimentos asfálticos de alto espesor", considera una carpeta asfáltica compactada colocada sobre una capa de base y/o sub base rígida tratada y/o estabilizada con asfalto duro de baja penetración. La base asfáltica por ser una capa gruesa y rígida le confiere a la estructura de pavimentos la suficiente capacidad estructural, retirando tal función y reduciendo el espesor a la carpeta asfáltica. Este concepto de diseño pretende profundizar la generación de los esfuerzos de tracción (esfuerzos típicos en una carpeta asfáltica colocada una capa de material granular) de tal manera que las fisuras por tracción no se reflejen en la superficie. Además, en este criterio de diseño la carpeta asfáltica ya no trabaja a tracción, sino a compresión. Por otro lado la carpeta asfáltica solo cumpliría el papel de revestimiento asfáltico, criterio por el que fue creado.

El esquema de distribución de esfuerzos en una estructura de pavimentos con carpeta asfáltica cumpliendo la función de revestimiento se muestra en la figura 5.4. La carpeta asfáltica está sometida solamente a esfuerzos de compresión, mientras los esfuerzos de tracción son absorbidos por la base asfáltica. Desde este punto de vista el ensayo de tracción indirecta y el respectivo parámetro como es el módulo de resiliencia de la carpeta asfáltica no representa el comportamiento mecánico de la carpeta asfáltica, así, un ensayo de compresión confinada cíclica será representativo del comportamiento mecánico.

En recientes investigaciones el Dr. Matthew W. Witczak y otros, de la Universidad del Estado de Arizona en el año 2002, proponen evaluar el Módulo Dinámico Complejo de mezclas asfálticas. Este parámetro se obtiene de ensayos de compresión confinada tipo triaxial cíclico. La Guía de Diseño de Pavimentos AASHTO 2002 recomendando el uso de este parámetro para el diseño de pavimentos asfálticos.

Durante los últimos años se aunaron esfuerzos para encontrar un ensayo de laboratorio que acompañase al diseño de mezclas Superpave, denominado *Simple Performance Test*. El módulo complejo también ha surgido como el principal candidato para el *Simple Performance Test* que predice las deformaciones permanentes y agrietamientos fatiga en pavimentos asfálticos [62].

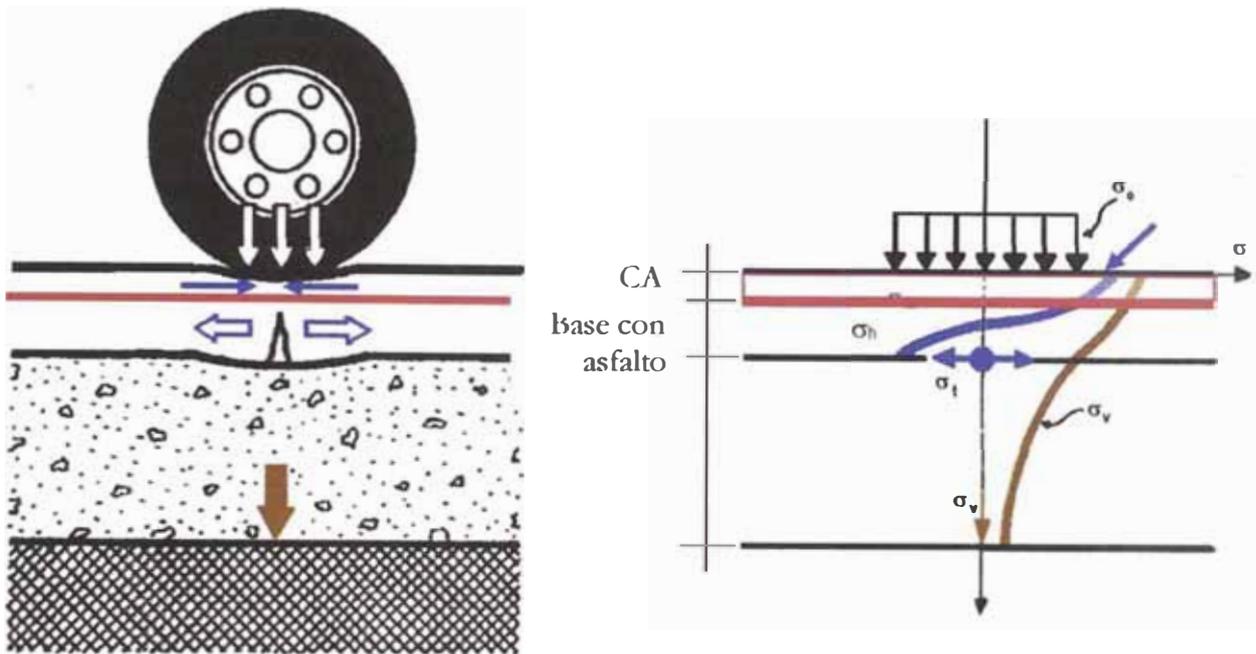


Figura 5.4: Esfuerzos en estructura conformada por carpeta y base asfáltica

### 5.2.2 REVISIÓN DE METODOLOGÍAS UTILIZADAS

A continuación se hace una breve descripción de algunos de los ensayos en mención.

#### *Índice de Corte Giratorio (GSI)*

Es una medida de la estabilidad de mezclas asfálticas en caliente. El GSI se relaciona con la deformación permanente en mezclas densas. Las mezclas con valores cercanos a 1.0 son más estables que aquellas que tengan valores mayores que 1.0.

#### *Índice Giratorio Elasto-Plástico (GEPI)*

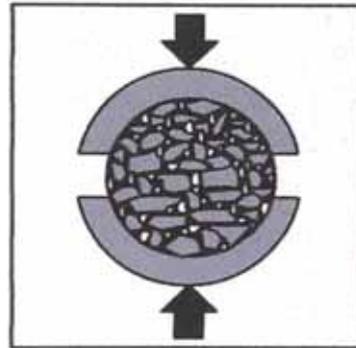
Mide la deformación permanente potencial en mezclas de gradación densa, sin embargo, no existe un criterio para mezclas SMA.

#### *Resistencia al Corte Giratorio*

La resistencia al corte giratorio para producir un ángulo de  $1^\circ$  es una propiedad importante para evaluar la resistencia a la deformación permanente. En trabajos realizados por la NCAI se indica la relación entre la deformación permanente y su resistencia al corte para producir  $1^\circ$  en mezclas asfálticas en caliente. Mayores valores de resistencia cortante indican una mezcla más estable.

### **Estabilidad Marshall**

El ensayo Marshall (ASTM D1559) desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros en los años 40 y basados en conceptos formulados por Bruce Marshall del Departamento de Transportes del Estado de Mississippi. Consiste en aplicar carga vertical a un espécimen cilíndrico en posición horizontal. La temperatura de ensayo es de 60°C seleccionada por considerarse que es la temperatura promedio del pavimento en el verano. El valor de la estabilidad Marshall es la máxima carga que produce la falla en el espécimen.



**Figura 5.5: Ensayo de compresión diametral.**

La estabilidad se puede definir como la capacidad de la mezcla para resistir desplazamientos y deformación. Un resultado típico del ensayo de estabilidad Marshall es el mostrado en la figura 5.6.

La estabilidad de una mezcla depende de la fricción y cohesión interna. La fricción interna entre las partículas de agregado se relaciona con sus características geométricas y textura. La cohesión proviene de la capacidad del ligante para mantener unidas las partículas. Como se puede apreciar, a medida que se incrementa el contenido de asfalto en la mezcla, la estabilidad también se incrementa, pero cuando se sobrepasa el límite, el asfalto puede impedir la fricción interna entre las partículas, resultando en menores valores de estabilidad.

El ensayo de estabilidad Marshall no tiene buena correlación con el comportamiento de las mezclas SMA<sup>4</sup>. Sin embargo, ayuda a evaluar la resistencia y calidad de mezclas densas. La estabilidad Marshall para mezclas SMA es significativamente inferior que para mezclas de gradación densa. Esto no indica que las mezclas densas sean más estables que las SMA sino que el ensayo de estabilidad Marshall no puede aplicarse a SMA. Hasta ahora la calidad de las mezclas SMA ha sido mejor controlada por sus propiedades volumétricas que por sus resultados de estabilidad Marshall.

<sup>4</sup> E. Brown y H. Manglorkar. "Evaluation of Laboratory Properties of SMA Mixtures", october 1993.

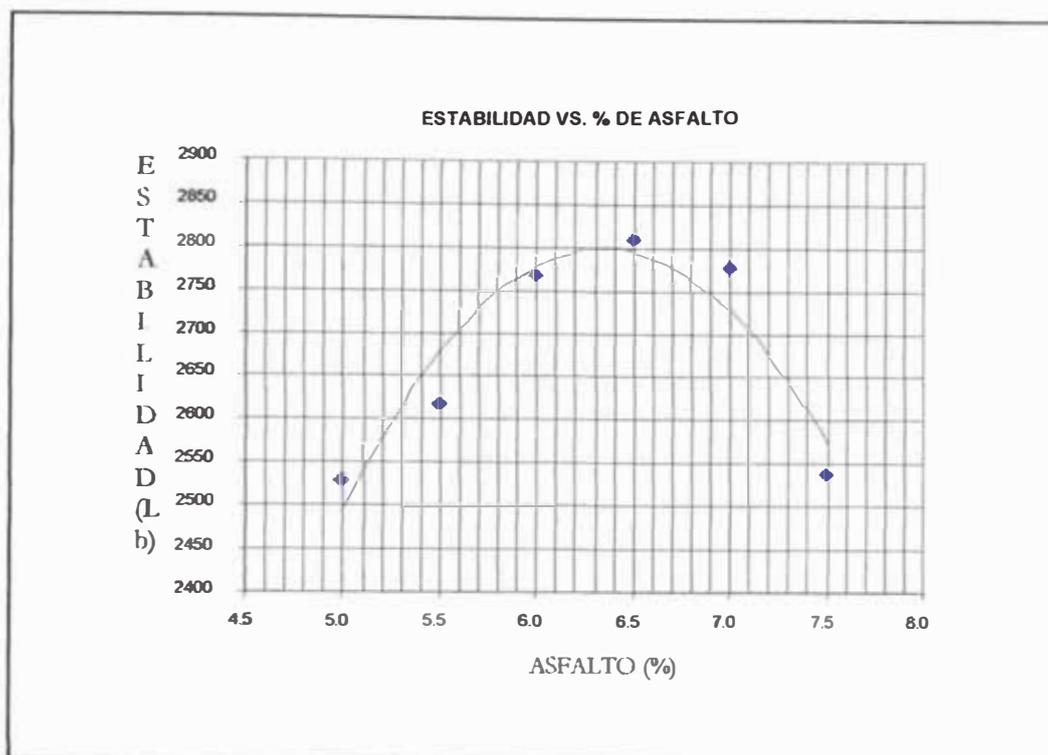


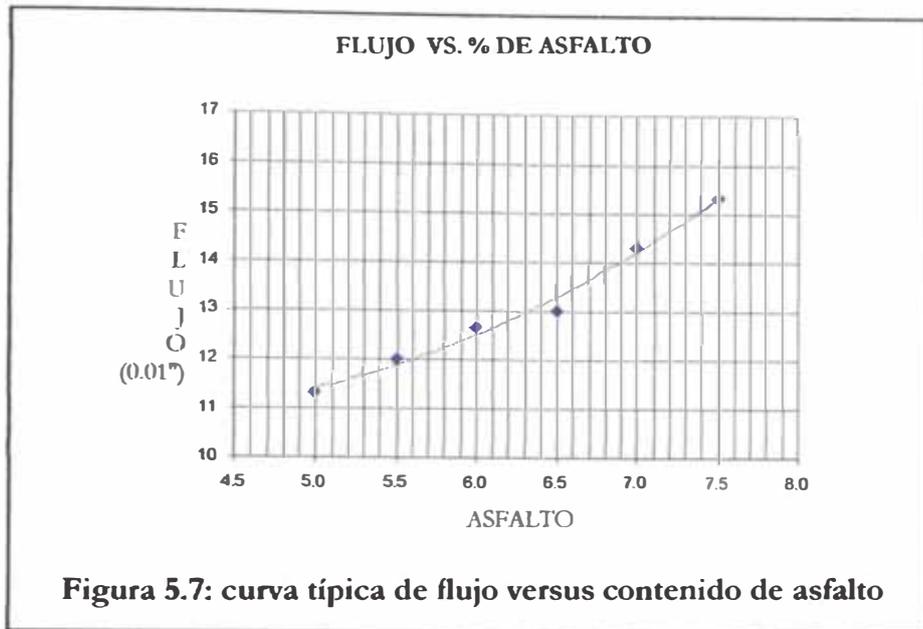
Figura 5.6: curva típica de estabilidad versus contenido de asfalto

### Flujo Marshall

El valor del flujo es la deformación vertical total del espécimen sometido a la máxima carga, punto en el cual la carga empieza a decrecer. Puede indicar el potencial de la deformación permanente en mezclas de gradación densa. Un flujo mayor que 0.16 pulgadas puede indicar que la mezcla puede ser inestable bajo cargas de tráfico.

Un resultado típico de ensayos de flujo es el mostrado en la figura 5.7. Como se aprecia el flujo se incrementa con el contenido de asfalto en la mezcla, por lo tanto es evidente que mezclas SMA tengan mayores valores de flujo que las mezclas densas.

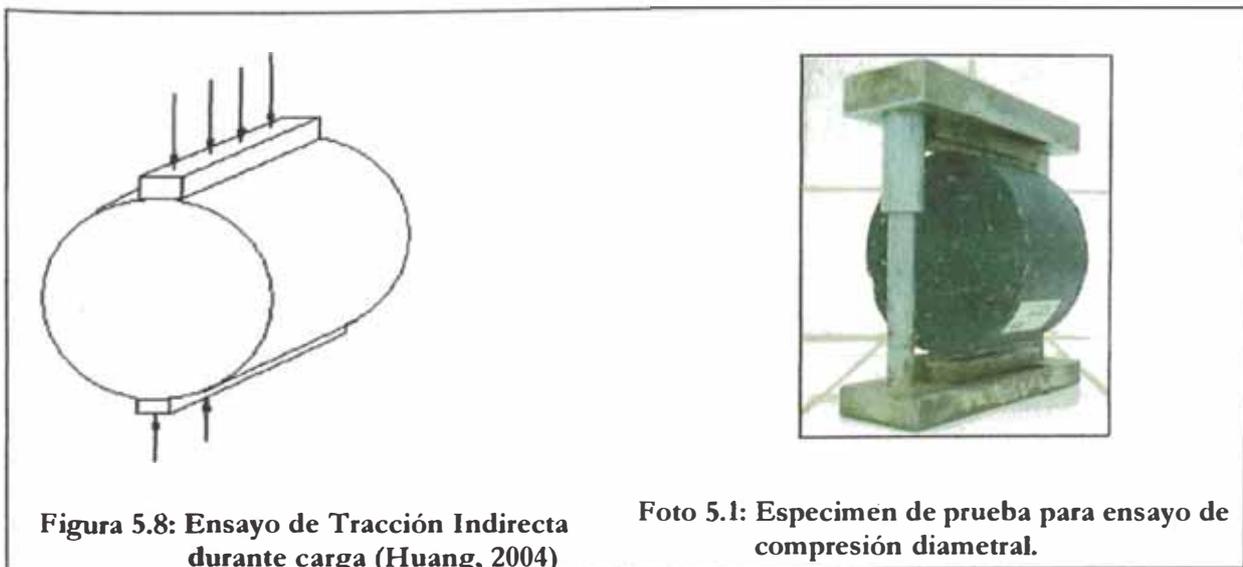
El contenido de asfalto en una mezcla le confiere mayor durabilidad. La durabilidad se define la capacidad de resistir factores externos como desintegración del agregado, cambios en las propiedades del asfalto y separación del asfalto del agregado. Las mezclas SMA tienen mayor contenido de asfalto, por lo tanto son más durables que las mezclas convencionales, esto es evidente en el campo.



### ***Resistencia a la Tracción Indirecta***

Inicialmente pensado para evaluar la resistencia a la tracción de especímenes de concreto-cemento bajo cargas estáticas, es un ensayo de rotura donde al espécimen en posición horizontal se le aplica una carga progresiva, con una velocidad de deformación de  $0.8 \pm 0.1$  mm/s.

El ensayo fue adaptado por el investigador Schmidt da Chevron, California, para mezclas asfálticas con carga repetida. Se aplica carga diametral en especímenes Marshall, induciendo un estado de compresión relativamente uniforme a lo largo del plano diametral vertical (Fig.5.8 y Foto 5.2). Este tipo de carga origina esfuerzos de tensión perpendiculares a la dirección de la carga aplicada (a lo largo del eje diametral vertical) que al final causa la falla en el espécimen (Fig. 5.9).



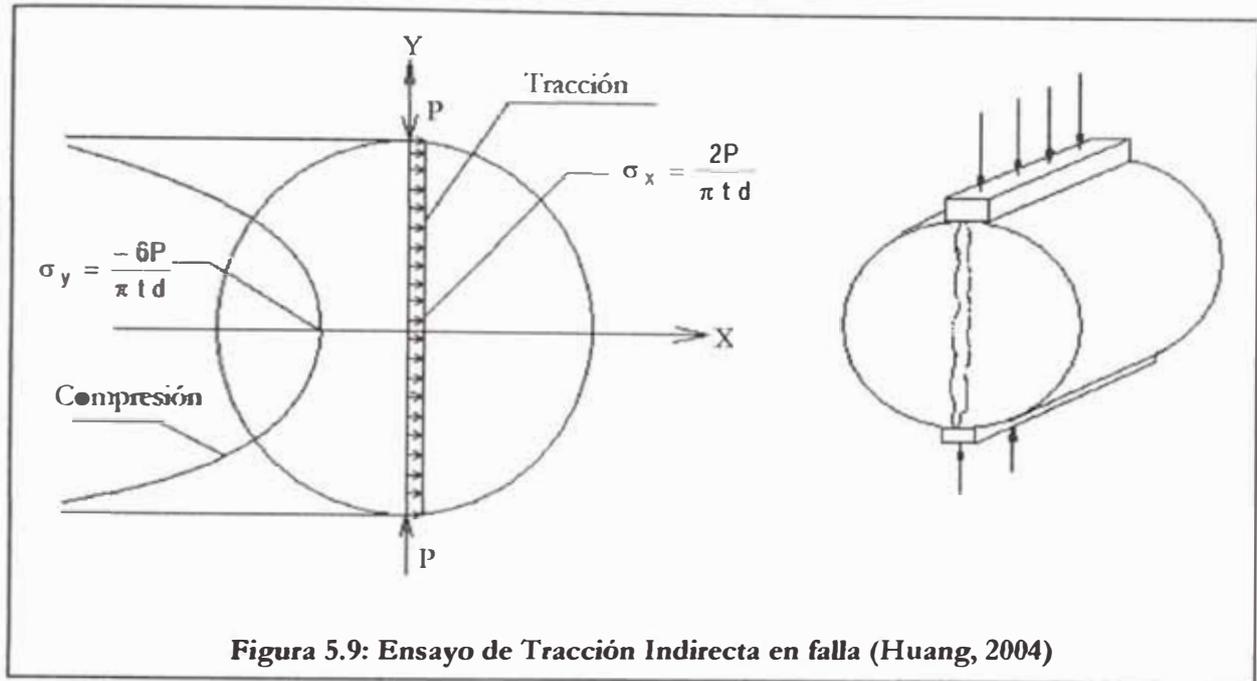


Figura 5.9: Ensayo de Tracción Indirecta en falla (Huang, 2004)

Una carga de 0.5" (12.7 mm) de ancho se aplica en especímenes de 4" de diámetro (101.6 mm) para proporcionar una carga uniforme en todo el ancho, que produzca la distribución de esfuerzos uniformes. Las ecuaciones propuestas para esfuerzos y deformaciones en falla asumen que las mezclas asfálticas en caliente son homogéneas, isotrópicas y elásticas. Según *Huang*, ninguna de estas suposiciones es cierta pero es un procedimiento de ensayo común en HMA. Las ecuaciones de esfuerzos y deformación para tracción indirecta son:

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi t d} \quad y \quad \sigma_y = \frac{6P}{\pi t d} \quad y \quad \epsilon_f = 0.52x_t$$

Donde:

- $\sigma_x$  Esfuerzo de tracción horizontal en el centro del espécimen, psi.
- $\sigma_y$  Esfuerzo de compresión vertical en el centro del espécimen, psi.
- $\epsilon_f$  Deformación por tracción en falla, pulg./pulg.
- P Carga aplicada, lbs.
- d Diámetro del espécimen, pulg.
- t Espesor del espécimen, pulg.
- $x_t$  Deformación horizontal a lo largo del espécimen, pulg.

Para el caso de especímenes de ensayo de 6" de diámetro la carga aplicada es de 0.75" (19.0 mm) a todo lo ancho.

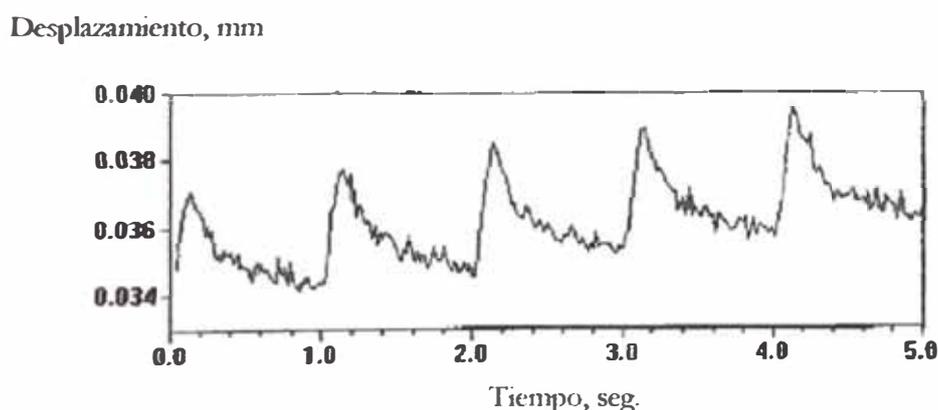
El ensayo de tracción indirecta proporciona dos propiedades de la mezcla. La primera es la resistencia a la tracción que es un parámetro que evalúa la susceptibilidad al

humedecimiento de las mezclas. Para la susceptibilidad al humedecimiento, se mide la resistencia a la tracción antes y después de saturar el espécimen, se calcula la resistencia a la tracción retenida como un porcentaje de la resistencia a la tracción original. En segundo lugar, la deformación por tracción en falla se emplea para evaluar el potencial de agrietamiento de la mezcla. Las mezclas que toleran altas deformaciones antes de alcanzar a la falla resisten mejor los agrietamientos comparadas con las mezclas que no toleran altas deformaciones.

El ensayo de tracción indirecta normalmente se realiza a una velocidad de aplicación de carga de 2 pulg/min (50.8 mm/min) y a 77°F (25°C). Los ensayos de tracción también pueden realizarse a otras temperaturas (especialmente las más bajas) para predecir el comportamiento de la mezcla sometida a agrietamientos por baja temperatura.

### **Modulo Resiliente**

El módulo resiliente es el método más común para medir la rigidez de mezclas asfálticas en caliente. Un sistema similar al del ensayo de tracción indirecta se emplea en la medición del módulo resiliente. La principal diferencia es que el equipo debe ser capaz de aplicar cargas cíclicas. Este ensayo está estandarizado por la ASTM D4123. La figura 5.10 muestra el ploteo de la curva desplazamiento-tiempo.



**Figura 5.10: Deformación vertical versus tiempo. Huang, 2004.**

Los ensayos de carga cíclica, tratan de reproducir las condiciones de campo. La amplitud y el tiempo del pulso dependen de la velocidad del vehículo a la profundidad en que se calculan los esfuerzos y deformaciones. La frecuencia depende del volumen de tráfico [46]. El ensayo de tracción indirecta con carga repetida, simula el comportamiento de mezclas asfálticas en zonas específicas de tracción, responsables de la fatiga de la capa.

Las ecuaciones para calcular la resistencia a la tensión y deformación en falla para el ensayo de tracción indirecta pueden usarse para calcular los esfuerzos y deformaciones en el ensayo de módulo resiliente. Durante el ensayo de módulo resiliente, el esfuerzo aplicado no lleva a la falla a la muestra, generalmente este valor está entre 5 y 20% de la resistencia a la tracción indirecta. La carga se aplica por 0.1 segundos con un periodo de descanso de 0.9 segundos. De esa manera la muestra recibe una carga cíclica por segundo.

Las ecuaciones que permiten calcular el módulo resiliente para especímenes de 4" y 6" son:

$$Mr = \frac{P}{Ht} (0.9976v + 0.2692) \quad \text{especímenes de 4"}$$

$$Mr = \frac{P}{Ht} (0.9990v + 0.2712) \quad \text{especímenes de 6"}$$

Donde:

Mr	Módulo resiliente
P	Carga aplicada, pounds.
H	deformación horizontal, pulgadas.
t	altura del espécimen
v	relación de Poisson.

No existe buena correlación entre el módulo resiliente y la deformación permanente, pero un valor alto de  $M_R$  a bajas temperaturas puede indicar posibles agrietamientos a bajas temperaturas [44]. Los resultados del ensayo de  $M_R$  realizados a 4°, 25° y 40°C por la NCAT (1993) no muestran una tendencia. En el reporte indican que la variabilidad del  $M_R$  en mezclas densas es alta y parece ser mayor para el caso de SMA este hecho puede deberse al mayor contenido de piedra

De los trabajos experimentales realizados en Estados Unidos (1993) se concluyeron que el incremento del contenido de asfalto da mayores valores de resistencia a tracción. La resistencia a la tracción es mas una medida de la resistencia del cemento asfáltico[41].

En Brasil el ensayo utilizado para determinar las propiedades resilientes de mezclas bituminosas es el ensayo de tracción indirecta cíclica [42]. La experiencia Brasilera indica que el contenido de fibras celulósicas no incrementa la resistencia de la mezcla, y si hay una reducción en la resistencia a la tracción. En los valores del módulo resiliente se noto una pequeña disminución con el aumento de fibras celulósicas [45].

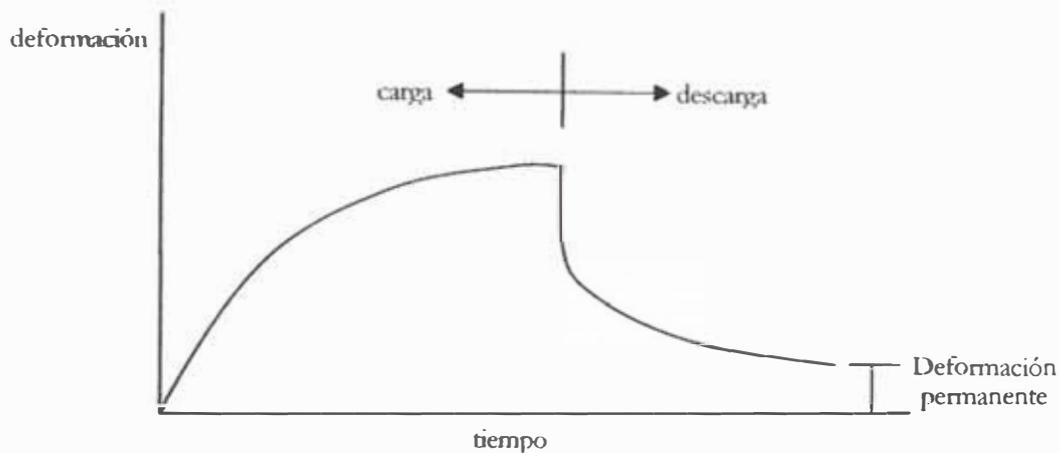
### ***Flujo Estático***

El ensayo de flujo estático se realiza en especímenes Marshall. El ensayo consiste en aplicar un esfuerzo de 120 psi, y presión de confinamiento de 20 psi a 40°C. La rigidez del flujo se calcula dividiendo el esfuerzo normal con respecto a la deformación por flujo. El tiempo total de carga es de una hora con 15 minutos de descarga. El flujo de mezclas SMA y densas, según el reporte de la NCAT de 1993 fue aproximadamente igual.

### ***Creep y Deformación Permanente***

Los ensayos de *creep* (flujo) se realizan para evaluar el potencial de deformaciones permanentes de la mezcla asfáltica. El ensayo se realiza aplicando una carga estática al

especimen HMA y midiendo la deformación permanente luego de un tiempo. El ploteo típico de este ensayo es:



**Figura 5.11: Ploteo Típico del Ensayo de Creep y Deformación Permanente Huang, 2004**

Los ensayos de flujo se pueden realizar de tres maneras:

1. Carga estática uniaxial no confinada
2. Carga estática uniaxial confinada, y
3. Tracción indirecta

El flujo de tracción indirecta evalúa el potencial de agrietamiento por bajas temperaturas, mientras que el flujo uniaxial (confinado y no confinado) evalúa el potencial de deformaciones permanentes. El ensayo de flujo Dinámico analiza las deformaciones visco-plásticas de mezclas asfálticas, comparando la resistencia mecánica y deformaciones permanentes. Este ensayo fue realizado para evaluar el comportamiento mecánico de mezclas SMA.

El ensayo se realiza sobre especímenes Marshall. En el ensayo se aplica 120 psi de carga normal y 20 psi de presión de confinamiento, se realiza a 40°C. La carga se aplica a razón de 1 ciclo por segundo, 0.1 segundos de aplicación de carga y 0.9 segundos de descanso en cada ciclo. El módulo de la deformación permanente se calcula dividiendo el esfuerzo normal entre la deformación permanente. El flujo en mezclas asfálticas SMA es aproximadamente igual o ligeramente mayor que las mezclas de gradación densa [41].

Existen tres modelos para predecir el comportamiento de mezclas asfálticas ante deformaciones permanentes: modelos a partir de ensayos reológicos del tipo "creep" dinámico, modelos desarrollados a partir de resultados obtenidos con equipos simuladores de tráfico, y correlaciones entre el tráfico y la formación de huellas. Las dos primeras son las más utilizadas, una vez que las condiciones de campo se representen en el ensayo.

### ***Ensayo de Fatiga y Wheel Tracking Test***

El comportamiento estructural de los pavimentos sometidos a cargas dinámicas se puede dividir en dos partes: (1) la flexión repetida que lleva a la fatiga a los materiales y consecuentes agrietamientos, y (2) una compresión simple repetida que lleva a deformaciones permanentes.

La fatiga es un proceso de deterioro estructural que sufre el material cuando está sometido a tensión y deformación permanente, pueden ser muchos menores que la resiliencia del material, y que resulta en agrietamientos luego de un número suficiente de repeticiones de carga [48].

## **5.3 MÓDULO DINÁMICO DE MEZCLAS BITUMINOSAS**

El Modulo Resiliente es uno de los parámetros elásticos mas utilizado en el diseño de pavimentos, pero no es el único. El módulo resiliente corresponde a un comportamiento solamente elástico del material. Es sabido que las mezclas asfálticas tienen un comportamiento visco-elástico, entonces es necesario también, considerar un parámetro visco-elástico, siendo este el principal motivo para dejar de lado un parámetro eminentemente elástico, entre otras limitaciones.

A continuación se dará una breve definición del Módulo Complejo Dinámico y su aplicabilidad.

### **5.3.1 MÓDULO COMPLEJO**

El módulo complejo es uno de los muchos métodos para describir la relación esfuerzo-deformación de materiales viscoelástico. El valor numérico del módulo es un número complejo  $E^*$  (ASTM D3497), la parte real representa la rigidez elástica y la parte imaginaria caracteriza el amortiguamiento viscoso interno de los materiales.

El valor absoluto del módulo complejo  $|E^*|$  se denomina *Módulo Dinámico*. El módulo dinámico varía con la frecuencia de carga. Se debe tener en cuenta que el ensayo se debe realizar a la frecuencia que simule las cargas de tráfico para el diseño, el Módulo Dinámico así determinado, será equivalente al Módulo Resiliente para fines de Diseño.

Una máquina de ensayo servo hidráulica para ensayos de compresión cíclica se muestra en la foto 5.3. El equipo aplica esfuerzos sinusoidales (ondas continuas) que son medidos en la celda de carga, las deformaciones se miden usando un traductor I.V.D.T. El traductor se asegura usando brackets y tacones sobre el espécimen. Se acondicionaron barras de acero para mantener el alineamiento.



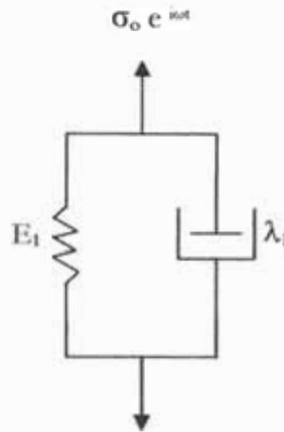
(a) Muestra para ensayo triaxial cíclico



(b) Prensa cíclica, Universidad de Arizona, EE.UU.

**Foto 5.2: Ensayo triaxial cíclico, Universidad de Arizona. Ref. [63]**

La Teoría del Módulo Complejo se aplica con modelos matemáticos. La siguiente figura muestra el modelo de Kelvin sometido a una carga sinusoidal, el resorte representa la componente elástica y el amortiguador la componente viscosa de la mezcla.



“Pavement Analysis and Design”, Yang H. Huang, 2004.

La carga sinusoidal se puede representar por un número complejo.

$$\sigma = \sigma_0 \cos(\omega t) + i \sigma_0 \sin(\omega t) = \sigma_0 e^{i\omega t}$$

Donde:

$\sigma_0$       amplitud de los esfuerzos  
 $\omega$         velocidad angular

$\omega$  se relaciona con la frecuencia  $f$  según:

$$\omega = 2\pi f \tag{5.3}$$

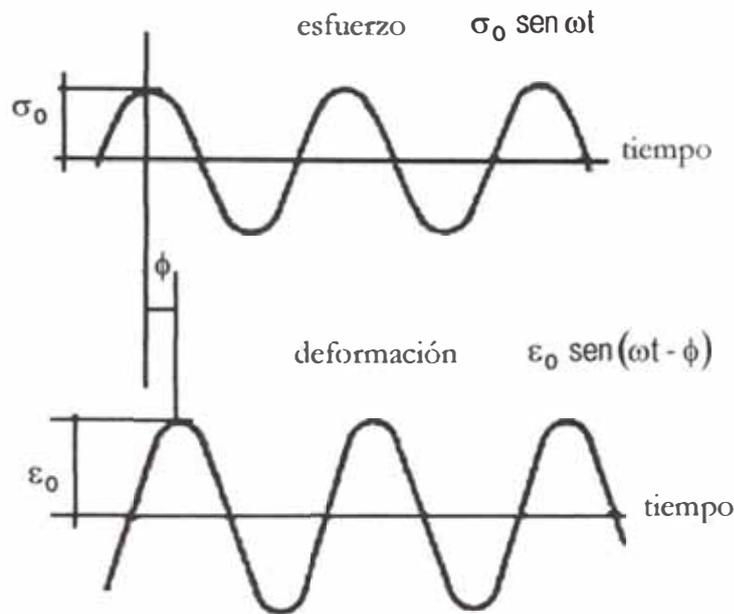
asumiendo que la inercia es insignificante, la ecuación diferencial se puede escribir:

$$\lambda_1 \frac{\partial \epsilon}{\partial t} + E_1 \epsilon = \sigma_0 e^{i\omega t} \tag{5.4}$$

La solución de ésta ecuación se expresa como:

$$\epsilon = \epsilon_0 e^{i(\omega t - \phi)} \tag{5.5}$$

en la ecuación (5.5)  $\epsilon$  es la amplitud de la deformación y  $\phi$  es el ángulo de desfase entre la deformación y el esfuerzo, como se muestra en la figura:



Reemplazando (5.5) en (5.4) se obtiene:

$$i\lambda_1 \epsilon_0 \omega e^{i(\omega t - \phi)} + E_1 \epsilon_0 e^{i(\omega t - \phi)} = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (5.6)$$

cancelando  $e^{i\omega t}$  a ambos lados e igualando los términos reales a  $\sigma_0$  y los términos imaginarios a cero, se obtienen dos ecuaciones siguientes, para resolver  $\epsilon_0$  y  $\phi$ :

$$\lambda_1 \omega \epsilon_0 \text{ sen } \phi + E_1 \epsilon_0 \text{ cos } \phi = \sigma_0 \quad (5.7 \text{ a})$$

$$\lambda_1 \omega \epsilon_0 \text{ cos } \phi - E_1 \epsilon_0 \text{ sen } \phi = 0 \quad (5.7 \text{ b})$$

Las soluciones de las ecuaciones 5.7 son:

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma_0}{\sqrt{E_1^2 + (\lambda_1 \omega)^2}} \quad (5.8 \text{ a})$$

$$\text{tg } \phi = \frac{\lambda_1 \omega}{E_1} \quad (5.8 \text{ b})$$

en las ecuaciones (5.8) se puede ver que para materiales elásticos  $\lambda_1 = 0$  y  $\phi = 0$ ; mientras que para materiales viscosos el rango va desde 0 a  $\pi/2$ . El módulo complejo  $E^*$  se define como:

$$E^* = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\epsilon_0 e^{i(\omega t - \phi)}} \quad \text{ó} \quad E^* = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \cos \phi + i \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \text{sen} \phi \quad (5.9)$$

Es interesante notar que la parte real de la ecuación 5.9 es actualmente igual a la rigidez  $E_1$  y la parte imaginaria el amortiguamiento interno  $\lambda_1 \omega$ .

El módulo complejo  $E^*$ , indica la rigidez instantánea del material, es decir la relación entre el esfuerzo y la respuesta deformacional en tiempo real. Sin embargo, se sabe que la característica del comportamiento visco-elástico es la respuesta retardada, la deformación máxima alcanzada se dará en un instante posterior, cuando la carga se haya aplicado y más bien se encuentre en el instante de la descarga. Por ello, el siguiente parámetro a definirse,  $|E^*|$  representará un comportamiento más realista en el diseño.

El módulo dinámico,  $|E^*|$  ó simplemente  $E^*$  es el valor absoluto del módulo complejo:

$$|E^*| = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \cos \phi\right)^2 + \left(\frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \text{sen} \phi\right)^2} = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \quad (5.10)$$

$|E^*|$  es la rigidez efectiva que estará asociado al daño por deflexión que se producirá en la mezcla asfáltica y representa la relación entre la carga aplicada y la deformación (máxima) en el proceso de carga.

#### 5.4 ENSAYOS PROPUESTOS PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO

El trabajo de investigación realizado propone los ensayos de compresión confinada y el ensayo de compresión edométrica para medir el módulo dinámico de mezclas asfálticas. El confinamiento de la muestra está dado por el mismo molde, a medida que se incrementa la carga en el especimen, el confinamiento también se incrementa. Estos ensayos se realizan en mezclas asfálticas preparadas en especímenes Marshall. Las muestras son acondicionadas antes del ensayo. El ensayo de compresión se realiza sobre el espécimen en posición vertical.

Recientes investigaciones de la Arizona State University (Ref. 63) comparan módulos dinámicos  $E^*$  de ensayos de compresión triaxial cíclicos confinados y no confinados, realizados sobre mezclas *Asphalt Rubber Asphalt Concrete (ARAC) Gap Graded Mixture* y *Asphalt Rubber Asphalt Concrete Friction Course (AR-ACFC) Open Graded Mixture*. Sus resultados indicaron que en ensayos no confinados las mezclas tendrían menores valores de rigidez que los determinados de ensayos confinados, y que las mezclas AR-ACFC Open Graded tuvieron la mas alta rigidez seguidas de las ARAC, cuando los ensayos fueron confinados. Esta fue una importante conclusión, debido a que este comportamiento es el que se observa en campo. De esta manera resaltaron la importancia de realizar ensayos de compresión confinada para determinar el  $E^*$  sobre todo cuando se evalúa mezclas de granulometría gap graded.

En la Universidad Mackenzie, en Sao Paulo-Brasil se están realizando ensayos de compresión edométrica confinada, el equipamiento es el mostrado en la foto 5.4.

Los ensayo de compresión confinada y compresión edométrica realizados en la Universidad Nacional de Ingeniería se ha utilizado el equipamiento del ensayo de CBR. En el caso de los ensayos edométricos se empleó adicionalmente un disco metálico de diámetro similar al diámetro de la muestra. Se prepararon especímenes de mezclas asfálticas densas convencionales, tipo Superpave y SMA. Los ensayos realizados fueron cíclicos, la frecuencia de ensayo fue de 0.2 Hz.



**Foto No 5.3: Ensayos de compresión edométrica cíclico.  
Universidad Mackenzie, Sao Paulo-Brasil**

Para verificar los resultados obtenidos en investigaciones previas se realizaron ensayos de estabilidad Marshall en mezclas convencionales, Superpave y SMA. Nuestros resultados son compatibles con los obtenidos por la National Center for Asphalt Technology, en lo referente a que ensayos como el Marshall no permiten caracterizar adecuadamente el comportamiento de mezclas asfálticas.

Además; se realizaron ensayos de compresión confinada y edométrica en los tres tipos de mezclas. Los ensayos fueron cíclicos, debido limitaciones del equipo la frecuencia de ensayo fue de 0.2 Hz.

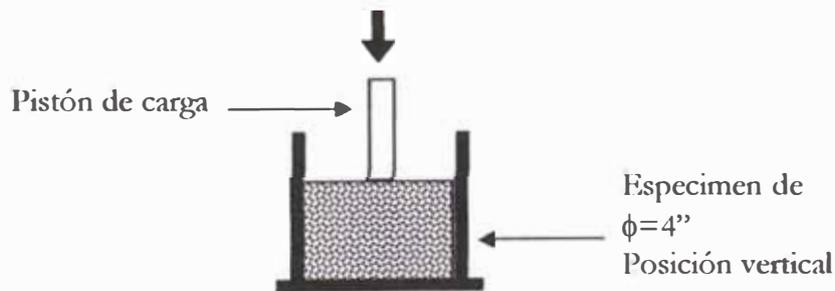
### 5.4.1 ENSAYO DE COMPRESIÓN CONFINADA

El ensayo de *compresión confinada* se realizó utilizando la prensa de CBR y consiste en aplicar una carga vertical, con el pistón de carga del equipo CBR, sobre el espécimen.

Los esfuerzos de confinamiento en el interior de la mezcla se generan con la aplicación de la carga y se va incrementando a medida que se incrementa la presión vertical aplicada. Este tipo de carga representaría adecuadamente el comportamiento de campo por el confinamiento que se desarrollaría.

Los especímenes de mezclas asfálticas fueron preparados en laboratorio en moldes de 4" compactadas con el martillo Marshall, el número de golpes con el martillo fue de 75 golpes/cara para el caso de mezclas convencionales y superpave y de 50 golpes/cara para mezclas SMA. Los ensayos se realizaron a 0°C y 60°C. Para cada muestra se aplicó una frecuencia de 0.2Hz. Los ciclos de carga-descarga no tuvieron periodo de descanso.

El diámetro del pistón de carga es 2" y el diámetro de los especímenes 4", por lo tanto, los bulbos de esfuerzos estarían fuera del alcance de la pared del molde.



La carga aplicada es sinusoidal sin periodo de descanso, el módulo correspondiente es el Módulo Dinámico y se calcula según la ecuación 5.10:

$$|E^*| = \frac{\sigma_o}{\epsilon_o} = \frac{q}{2s/\pi s(1-v^2)}$$

La deformación calculada durante esta etapa es la deformación promedio que se calculará a partir de la ecuación 5.1a:

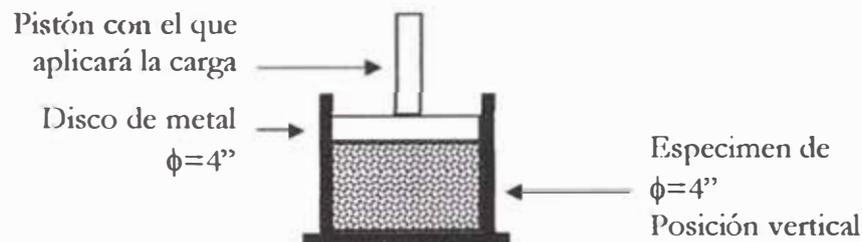
$$\epsilon_o = \frac{2s}{\pi a(1-v^2)} \quad (5.11)$$

El ensayo de compresión confinada se realizó durante la primera etapa de ensayos con mezclas densas convencionales, Superpave y SMA. En el Capítulo 6 se detalla el programa experimental realizado y sus resultados.

### 5.4.2 COMPRESIÓN EDOMÉTRICA

El ensayo de *compresión edométrica*, consiste en aplicar una carga sinusoidal sin periodo de descanso a un espécimen confinado por las paredes laterales del molde. La carga se aplica con el pistón de carga del equipo CBR a un disco metálico del diámetro del espécimen.

Los especímenes de mezclas asfálticas fueron preparados en laboratorio en moldes de 4" compactadas con el martillo Marshall, el número de golpes con el martillo fue de 75 golpes/cara para el caso de mezclas convencionales y superpave y de 50 golpes/cara para mezclas SMA. Los ensayos se realizaron a 0°C y 60°C. Para cada muestra se aplicó una frecuencia de 0.2Hz. Los ciclos de carga-descarga no tuvieron periodo de descanso.



Para este tipo de ensayo la deformación será calculada directamente con la siguiente ecuación:

$$\epsilon (\%) = \frac{\Delta h}{h} \times 100$$

Donde:

- $\epsilon$  deformación del espécimen
- $\Delta h$  asentamiento debido a la carga
- $h$  altura original del espécimen

El módulo dinámico se calculará con la ecuación 5.10:

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0}$$

A bajas temperaturas el material mostraba un comportamiento más rígido comparado con el material a altas temperaturas.

## Trabajo Experimental

### 6.1 INTRODUCCION

**E**l trabajo de investigación de la presente tesis fue planteado en dos etapas, la primera correspondiente a la revisión bibliográfica patrocinado por el Instituto de Investigaciones de la FIC-UNI, del cual se elaboró el libro *Superpave y el Diseño de Mezclas Asfálticas* presentado en mayo del 2003.

La segunda etapa correspondiente al trabajo experimental, desarrollado con el apoyo de la Facultad de Ingeniería Civil, a través del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos, posteriormente se recibió el patrocinio del Instituto de Investigaciones de la FIC-UNI. En el laboratorio se realizaron todos los ensayos experimentales tanto con los agregados como con las mezclas asfálticas.

Para la parte experimental se recibió el apoyo de BITUPER S.A.C con los agregados, IPIRANGA ASFALTOS S.A. de Brasil nos proporcionó asfalto modificado con polímeros SBS y J.R. Rettenmaier & Soehne de Brasil representante de la matriz alemana nos facilitó la fibra celulosa VIATOP; estas empresas se han interesado por la introducción del SMA en el Perú y esperan que la práctica de la ingeniería de pavimentos y el diseño de mezclas asfálticas sea normalizada.

En el laboratorio se realizaron ensayos índices para los agregados como análisis granulométrico por tamizado, gravedad específica, absorción de agregados y densidad suelta. Para las mezclas asfálticas se realizaron ensayos de escurrimiento, ensayos Marshall, ensayos de compresión confinada y ensayos de compresión edométrica.

### 6.2 PROGRAMA DE INVESTIGACIÓN

Recientes informes técnicos indican que el comportamiento en campo, de las mezclas asfálticas Stone Mastic Asphalt es superior al de las mezclas superpave y convencionales. Este comportamiento no se ha podido verificar en el laboratorio.

La nueva metodología de diseño de pavimentos AASHTO 2002 incorpora el módulo dinámico como parámetro de diseño de mezclas asfálticas. Este ensayo esta siendo

acondicionado en los departamentos de transportes de los Estados Unidos, sin embargo, es posible determinar módulos dinámicos de mezclas asfálticas en otros ensayos confinados, como el ensayo de compresión edométrica.

Se han preparado especímenes Marshall con mezclas asfálticas de granulometría SMA, Superpave y convencionales. Todos los especímenes fueron ensayados a una frecuencia de 0.2 Hz., y a dos diferentes temperaturas (0°C y 60°C) para evaluar la rigidez de la mezcla a temperaturas extremas.

Así mismo, se realizaron ensayos de calidad de agregados como, granulometría, partículas chatas y alargadas, peso unitario suelto y varillado, peso específico bulk, peso específico aparente, porcentaje de absorción, ensayo de escurrimiento, ensayo Marshall, ensayo de compresión confinada y ensayo de compresión edométrica.

Para un mejor entendimiento del procedimiento seguido se presentan los diagramas de flujo que explican en detalle las dos etapas del trabajo experimental.

### **6.3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO**

El objetivo del trabajo experimental fue estudiar comparativamente el comportamiento mecánico de las mezclas tipo SMA, Superpave y las mezclas asfálticas densas convencionales que aún se utilizan en el país.

No es parte de este proyecto de investigación, determinar el óptimo contenido de asfalto de las mezclas, sino determinar el módulo dinámico de cada una de ellas, para un valor cercano al óptimo. Cabe indicar que el contenido de asfalto utilizado en la preparación de los especímenes varió en +0.5% de los valores óptimos que recogen las bibliografías.

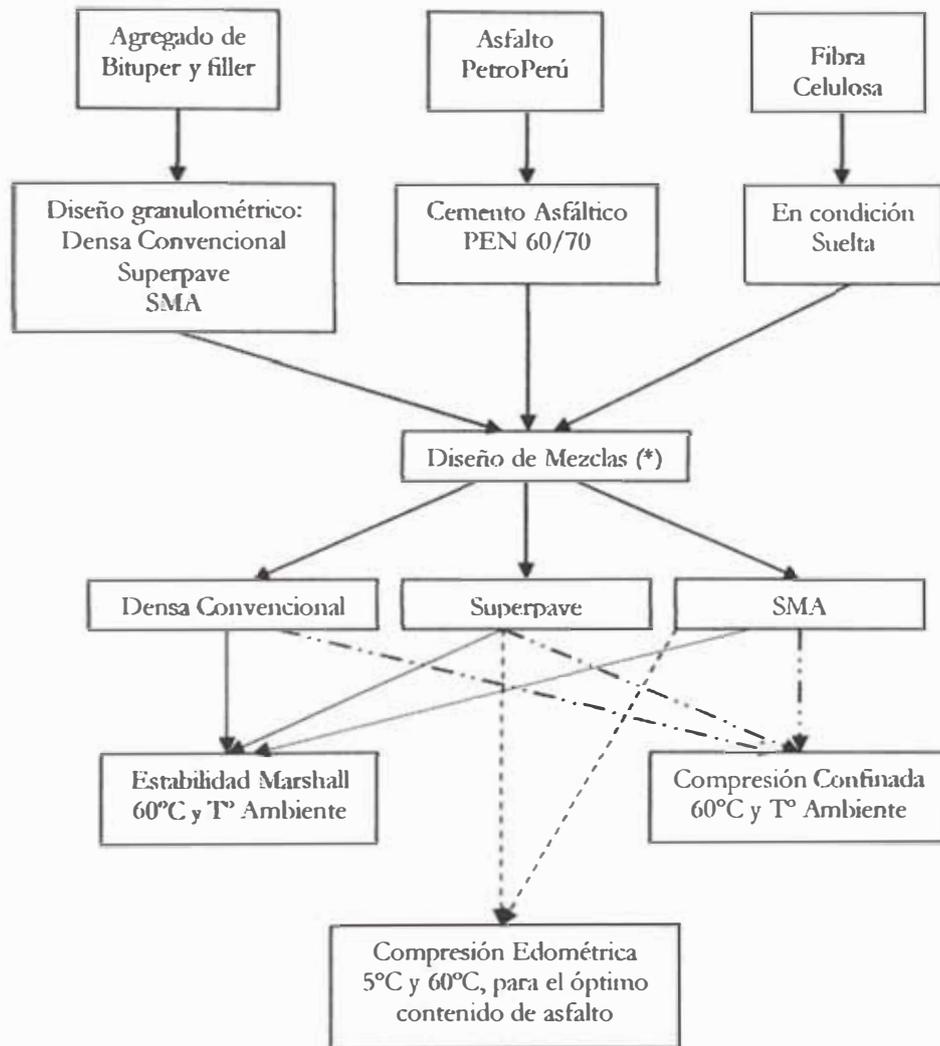
### **6.4 ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES UTILIZADOS EN LAS MEZCLAS**

#### **6.4.1 Agregado Mineral**

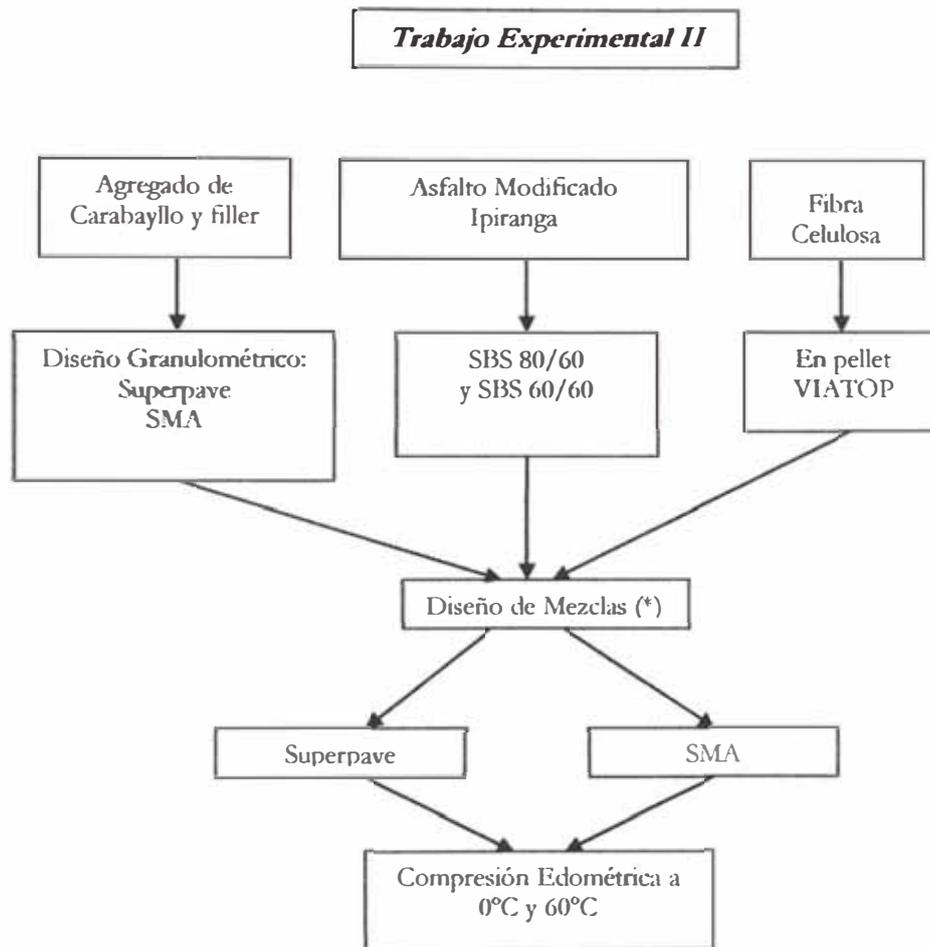
Los agregados empleados en el presente proyecto de investigación procedieron de dos canteras distintas:

- ☞ En la primera parte se empleó material proveniente de la Empresa Bituper S.A.C., formado por piedra y arena chancada, se realizaron ensayos granulométricos, gravedad específica bulk, gravedad específica aparente y porcentaje de absorción, partículas chatas y alargadas. En la tabla 6.1 se resumen las características de este material.
- ☞ En la segunda parte se empleó la misma arena chancada de Bituper. La piedra provenía de la cantera Carabaylo, así como el confitillo y confitillo-arena. Al material de la Cantera Carabaylo se realizaron ensayos de clasificación, gravedad específica bulk, gravedad específica aparente y porcentaje de absorción, partículas chatas y alargadas. En la tabla 6.2 se resumen las características de este material.

**Trabajo Experimental I**



(\*) Diseño realizado siguiendo la metodología recomendada



(\*) Diseño realizado siguiendo la metodología recomendada

#### 6.4.2 Material de Relleno o Filler

A diferencia de las mezclas densas convencionales y mezclas tipo Superpave, que pueden requerir en promedio de 1 a 2% de material de relleno o filler, generalmente presente en el material de chancado, las mezclas SMA requieren la incorporación entre 5 a 10% de filler aproximadamente, cantidad significativa que hace necesaria la incorporación de filler. Para esta investigación se empleó como filler mineral, cemento portland, que fue adicionado a las mezclas SMA.

Tabla 6.1: Agregado de Bituper S.A.C.

Ensayos Realizados	Agregado		
	TMN N°4 arena	TMN 3/8" Piedra 3/8	TMN 3/4" Piedra 3/4
Partículas Chatas y Alargadas, %	-	-	14.3
Peso Unitario Suelto, gr/cm <sup>3</sup>	1.676	1.468	1.427
Peso Unitario Varillado, gr/cm <sup>3</sup>	1.842	1.588	1.587
Pe. Bulk (Base Seca)	2.690	2.728	2.714
Pe. Bulk (Base Saturada)	2.726	2.757	2.739
Pe. Aparente (Base Seca)	2.791	2.809	2.785
% Absorción	1.35	1.06	0.95
Análisis por tamizado			
1"	-	-	-
3/4"	-	-	100
1/2"	-	100	69.1
3/8"	100	90.1	11.6
1/4"	99.7	42.9	0.5
N° 4	96.8	0.0	0.0
N° 8	69.5	-	-
N° 16	46.9	-	-
N° 30	27.8	-	-
N° 50	15.1	-	-
N° 100	6.7	-	-
N° 200	0.7	-	-

Tabla 6.2: Agregado de Cantera Carabayllo

Ensayos Realizados	Agregado		
	Confitillo- arena	Confitillo	TMN 3/4" Piedra 3/4
Pe Bulk (Base Seca)	2.849	2.849	2.829
Pe Bulk (Base Saturada)	2.892	2.892	2.856
Pe Aparente (Base Seca)	2.978	2.978	2.906
% Absorción	1.50	1.50	0.90
Análisis por tamizado			
1"	-	-	-
3/4"	100	-	100
1/2"	99.3	100	48.5
3/8"	98.4	99.1	21.1
1/4"	-	-	-
N° 4	78.8	2.0	0.0
N° 8	28.5	0.0	-
N° 16	3.7	-	-
N° 30	0.0	-	-
N° 50	-	-	-
N° 100	-	-	-
N° 200	-	-	-

### 6.4.3 Ligante Asfáltico

Los ensayos que caracterizan el asfalto, aún empleados en el Perú, son los ensayos de penetración, viscosidad y ductilidad. Estos ensayos han sido reemplazados por los ensayos de Reómetro de Corte Dinámico, Viscosímetro Rotacional, Reómetro de Viga de Flexión y Ensayo de Tensión Directa, propuestos por la SHRP en la metodología Superpave.

Es importante indicar que los proveedores de asfalto en el país, con mayores recursos, tendrán en el futuro que adecuarse a los avances tecnológicos y ofrecer sus productos con las especificaciones Superpave. Al estado, principal usuario de asfalto solo le correspondería solicitar y exigir que el asfalto cumpla con la gradación Superpave correspondiente para el sitio específico del proyecto.

Hoy en día muchos productos son adquiridos a través de especificaciones, que muchas veces, no necesariamente deben ser verificadas en un proyecto específico. Por ejemplo, el cemento, producto básico en la preparación del concreto obedece a especificaciones técnicas que en la actualidad, no son verificados en un proyecto. Por lo explicado, el tipo de granulometría, asociado al método de diseño, es el factor más importante que influye en el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas.

Los asfaltos empleados en este trabajo de investigación fueron el cemento asfáltico, CAP de penetración 60/70 de PetroPerú y el asfalto modificado Betuflex 80/60 y 60/60 producido por Ipiranga Asfaltos S.A. de Brasil, cuyas cartas de viscosidad se muestran en el apéndice A.

El asfalto brasileño es modificado con la incorporación de polímeros SBS con la finalidad de asegurar un comportamiento adecuado a temperaturas extremas de servicio. Las características del asfalto brasileño se resumen en la tabla 6.3.

**Tabla 6.3: Datos referentes al Asfalto Modificado con SBS Ipiranga Asfaltos S.A. Certificado de Análise Ipiranga**

Propiedades	BETUFLEX 60/60*	BETUFLEX 80/60**
Punto de ablandamiento, °C	50 - 65	75 - 90
Penetración (100g, 5s, 25°C), dmm	50 - 70	50 - 70
Recuperación elástica a 25°C, mín	60	85
Índice de susceptibilidad térmica, mín	Cero	+2
Viscosidad a 175°C, cps, máx	450	450
Densidad a 20/4°C	1.00 - 1.04	1.00 - 1.04
Compatibilidad a 163°C, 5 días, máx	4	4 235
Punto de fulgor, °C, mín	235	

\* Certificado de calidad en el Apéndice A

\*\* Certificado de calidad en el Apéndice A

El BETUFLEX es un cemento asfáltico modificado con polímeros elastoméricos de SBS y otros aditivos, que tiene características de desempeño tales como: reducir la

sensibilidad térmica (elevado punto de ablandamiento), resistencia a tensiones térmicas y mecánicas repetidas (elasticidad) y resistencia al envejecimiento.

### DETERMINACIÓN DE LA VISCOSIDAD DEL ASFALTO

La viscosidad del asfalto original (no envejecido) a 25°C puede calcularse teniendo como dato la penetración del asfalto a 25°C, el modelo de regresión desarrollado por Mirza y otros (AAPIT 1995) de la Universidad de Maryland<sup>1</sup> es:

$$\log \eta = 10.5012 - 2.2601 \log(\text{Pen}) + 0.00389 \log(\text{Pen})^2 \quad (6.1)$$

El valor de la viscosidad  $\eta$  se expresa en poises. Esta ecuación se aplica a valores de penetración entre un rango de 3 a 300.

La ecuación propuesta por Mirza es parte de la Guía de Diseño Empírica-Mecánica AASHTO 2002. Sin embargo, la guía expresa que cuando no se disponga del valor de penetración del asfalto, para la condición no envejecida, es posible calcular su viscosidad utilizando la siguiente ecuación:

$$\log \log \eta = A + \text{VTS} \log T_R \quad (6.2)$$

donde la viscosidad  $\eta$  se expresa en centipoises (cP),  $T_R$  es la temperatura en Rankine; y A y VTS son los parámetros de regresión que están en función de la gradación del ligante.

Los parámetros de regresión A y VTS son:

**Tabla 6.4: Parámetros de regresión A y VTS**

PEN	A	VTS
40-50	10.5254	-3.5047
60-70	10.6508	-3.5537
85-100	11.8232	-3.6210
120-150	11.0897	-3.7252
200-300	11.8107	-4.0068

De la tabla 2.2.12, Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures

La Guía AASHTO 2002 indica que *se debe tener especial cuidado cuando se usa la ecuación 6.2 a bajas temperaturas*. Hace referencia que, a bajas temperaturas, la viscosidad del ligante

<sup>1</sup> Appendix EE-1 de la Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. NCHRP August 2003.

asfáltico se aproxima a  $2.7 \times 10^{10}$  Poise, por lo tanto, la viscosidad a bajas temperaturas es igual al menor valor entre el calculado por la ecuación 6.2 y  $2.7 \times 10^{10}$  Poise.

El cemento asfáltico de PetroPerú empleado en el proyecto de investigación está clasificado como Pen 60-70, y los asfaltos Betuflex tienen penetración 50-70, los parámetros de regresión para estos tres tipos de asfaltos son  $A=10.6508$  y  $VTS=-3.5537$ . Aplicando la ecuación 6.2 la viscosidad calculada en función de la temperatura es:

**Tabla 6.5: Viscosidad versus temperatura para asfalto PEN60-70**

T°C	T°R	Viscosidad $\eta$ (cP)	Viscosidad $\eta$ (MPoise)
0	491.67	1 489 506 704 287.0201	14,895.067
3	497.07	512 353 716 203.7670	5,123.537
5	500.67	258 880 351 900.9460	2,588.803
25	536.67	826 832 469.049	8.268
60	599.67	1 025 202.609	0.103

Los valores de viscosidad obtenidos con la ecuación 6.2, indican valores altos de viscosidad cuan menor sea la temperatura de análisis. Este resultado es de esperar por ser el asfalto más rígido a menor temperatura.

La guía AASHTO 2002 presenta, en el apéndice EE tabla 7, valores de viscosidad de asfaltos originales a 25°C. Estos valores están en un rango de 0.22 a 11.97 MPoise, predominando valores entre 1.36 a 3.30 MPoise. La viscosidad obtenida a 25°C es de 8.268 MPoise, este valor se encuentra dentro del rango considerado por la AASHTO 2002.

La ecuación 6.2 es muy sensible para valores de temperatura próximos a 0°C (ver tabla 6.5). Como se puede apreciar, los valores de la viscosidad a bajas temperaturas son bastante altos. La mejor alternativa es medir la viscosidad del asfalto a la temperatura de interés, empleando el reómetro de corte dinámico de la metodología Superpave, tal como lo propone AASHTO 2002.

#### **6.4.4 Fibra Celulosa**

En esta investigación se emplearon fibras celulosa en su condición suelta de procedencia colombiana y fibra celulosa VIATOP 66, proporcionada por J.R. Rettenmaier & Soehne de Brasil representante de la matriz alemana, en forma de bolitas comúnmente denominadas *pellets*.

Los *pellets* están compuestos por 66.6% en peso de fibra y 33.3% de asfalto. La cantidad requerida de *pellets*, a fin de permitir el mezclado en caliente y evitar el problema de escurrimiento del asfalto, se determinó conforme al valor máximo obtenido en el ensayo

de escurrimiento. Los resultados de los ensayos indicaron que era necesaria una cantidad de fibra celulosa en peso, de 0.4% de la muestra.

### 6.5 PREPARACIÓN DE ESPECIMENES

En laboratorio se prepararon briquetas, utilizando el compactador manual del equipo Marshall, en moldes de 4" de diámetro y 2.5" de altura (moldes Marshall) y compactadas con el pisón Marshall a 75 golpes/cara para mezclas densas convencionales y mezclas Superpave y 50 golpes/cara para mezclas SMA. El número de golpes para los especímenes SMA es menor, porque algunos estudios han verificado que con más de 50 golpe/cara se fracturan los agregados, modificando su estructura granular y disminuyendo su resistencia.

Se llevan al horno los agregados, para ser secados y hasta obtener un peso constante. La temperatura de calentamiento varía entre 105 y 110 °C. Luego se define la granulometría para cada tipo de mezcla asfáltica mediante porcentajes de cada árido: grava, arena y filler, y así obtener la granulometría de la mezcla. Se calcula el peso necesario de cada tipo de árido para luego de realizar la mezcla y el amasado de los especímenes.

Las granulometrías elegidas para el estudio fueron:

Etapa	I	II
Convencional	TMN 19 mm	-.-
Superpave	TMN 19 mm	TMN 19 mm
SMA	TMN 12.5 mm	TMN 19 mm

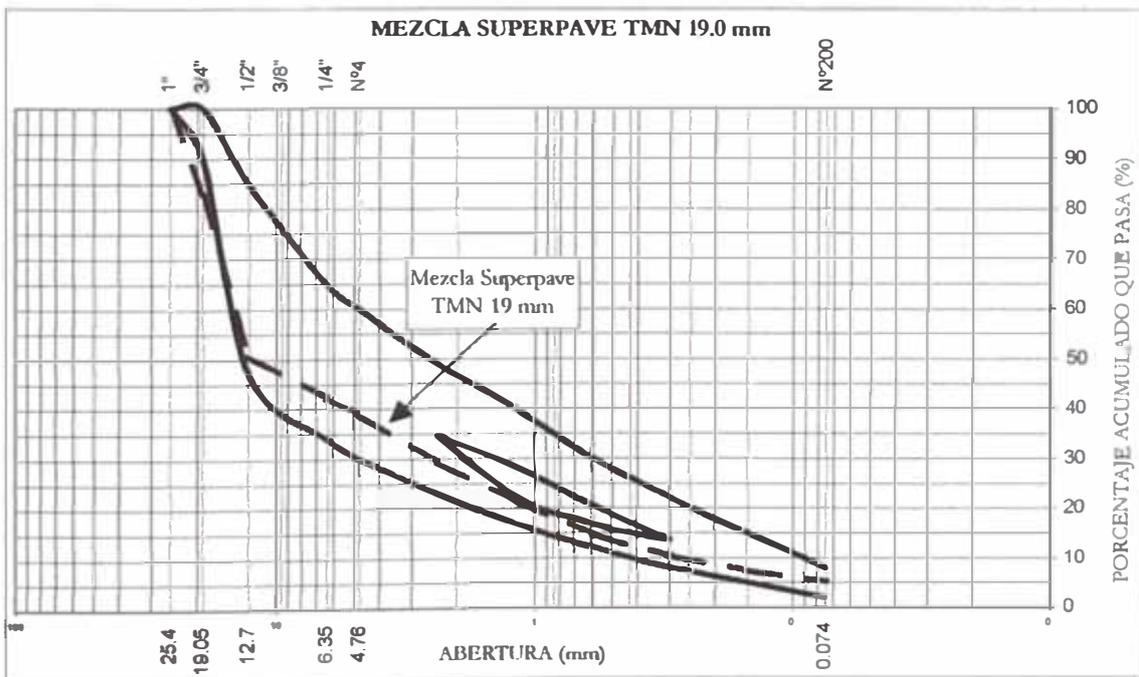
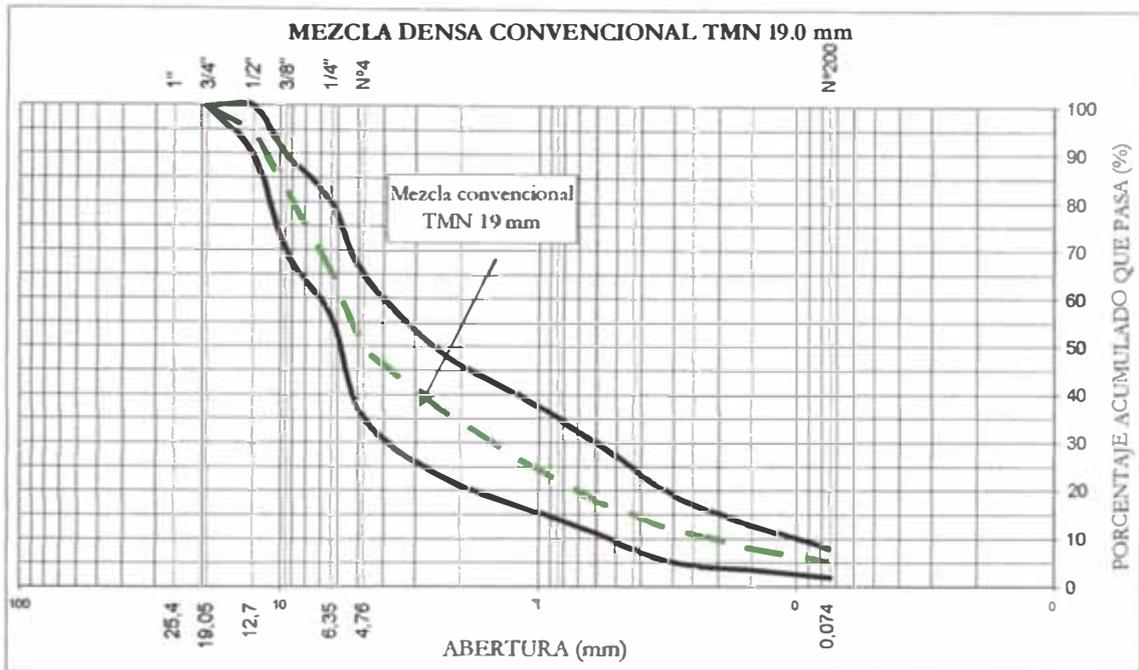
La granulometría empleada para las dos etapas del proyecto de investigación son las mostradas en las siguientes curvas granulométricas.

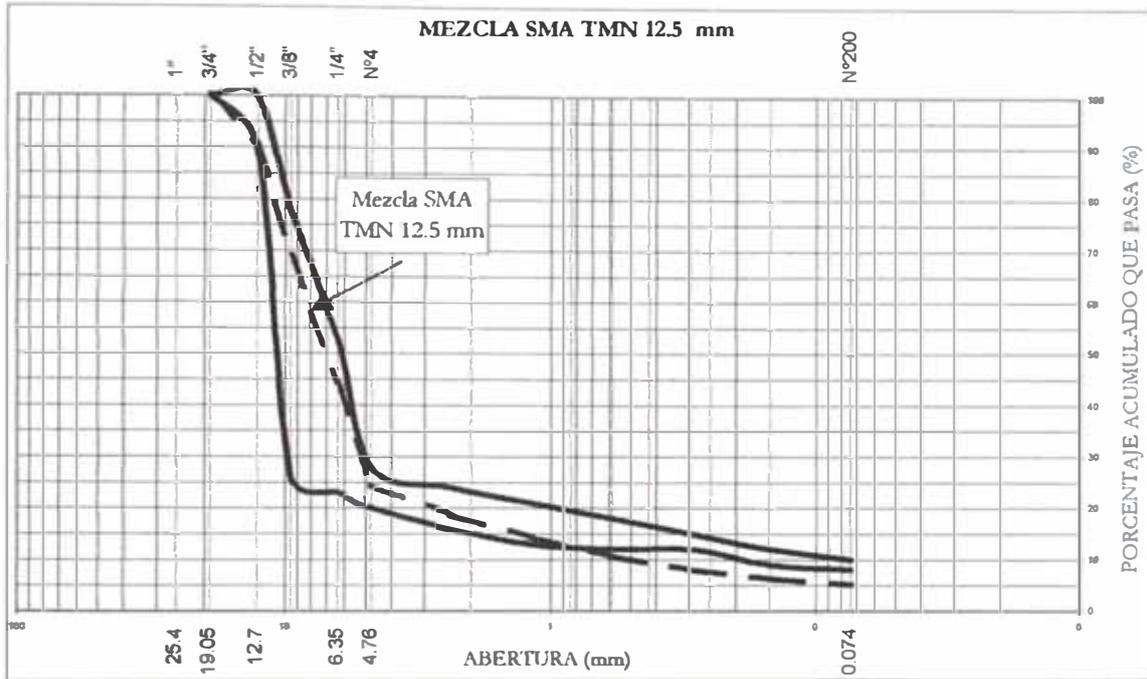
El contenido de ligante con que se prepararon los especímenes varió en 0.5%, para la segunda etapa, se consideró el rango de contenido de asfalto donde las muestras obtuvieron mayores módulos.

Etapa Experimental	I	II
Densa Convencional	4.5 a 6.5%(*)	-
Superpave	4.5 a 6.5%(*)	5.2 a 6.2%(*)
SMA	5.5 a 7.5%(*)	6.5 a 7.5%(*)

(\*) Variación porcentual entre cada espécimen de 0.5%

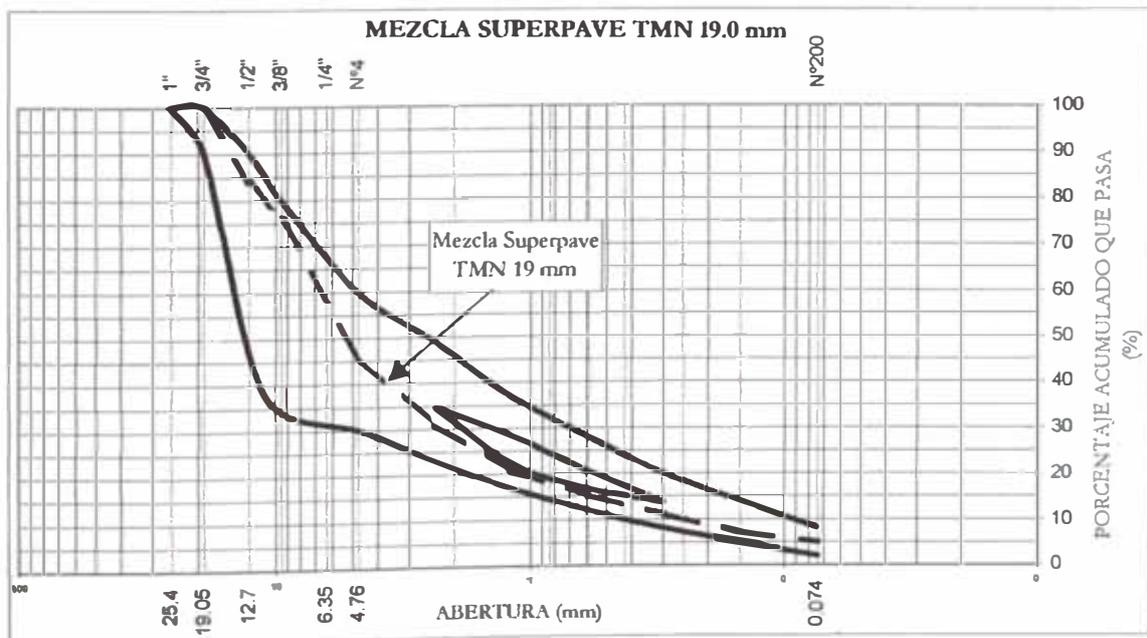
ETAPA EXPERIMENTAL I  
MEZCLAS CON AGREGADOS DE BITUPER

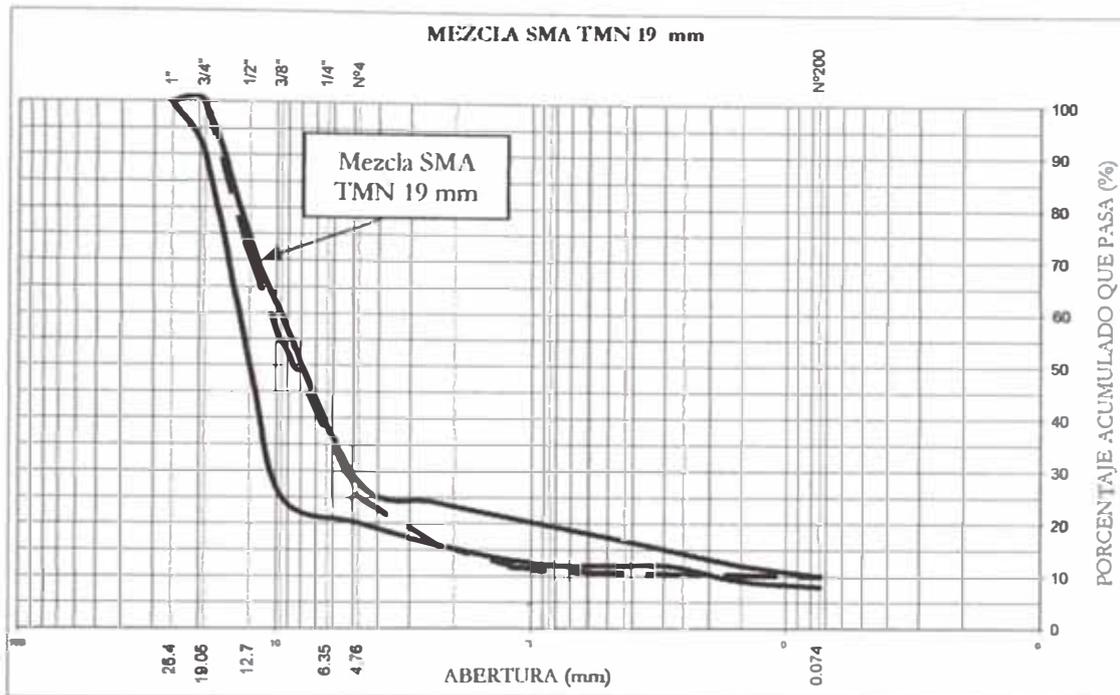




(\*) Nótese que la granulometría SMA contiene menor cantidad de finos, debido que en esta etapa del trabajo experimental no se contaba todavía con las fibras celulósicas.

### ETAPA EXPERIMENTAL II MEZCLAS CON AGREGADOS DE CANTERA CARABAYLLO





En la investigación se usaron tres tipos de ligante: PEN 60-70 de PetroPerú y asfaltos modificados con polímero (6.5% de SBS) BETUFLEX 80/60 y BETUFLEX 60/60 de IPIRANGA ASFALTOS.

Durante la Etapa I se prepararon especímenes con asfalto PEN 60-70. Los ensayos realizados fueron de compresión confinada con pistón de 2.5 cm de radio y ensayos Marshall. La secuencia de ensayos realizados se muestra en la tabla 6.6:

Tabla 6.6: Ensayos correspondientes a la Etapa I

Tipo de mezcla	No. especímenes	Tipo de ligante	Tipo de ensayo	No. de ensayos	Contenido de asfalto	T° de ensayo
SMA	10	PEN 60-70	Compresión confinada	20*	5.5 a 7.5%	10 a 60°C 10 a T°amb
	15		Marshall	14		60°C
Superpave	10	PEN 60-70	Compresión confinada	18*	4.5 a 6.5%	8 a 60°C 10 a T°amb
	15		Marshall	14		7 a 60°C 7 a T°amb
Densa Convencional	10	PEN 60-70	Compresión confinada	20*	4.5 a 6.5%	10 a 60°C 10 a T°amb
	15		Marshall	14		60°C
SMA	4	PEN 60-70	Compresión confinada	4	6.5%	2 a 60°C 2 a 5°C
Superpave	4	PEN 60-70	Compresión confinada	4	5.2%	2 a 60°C 2 a 5°C

(\*) Ensayos a ambas caras del espécimen

Durante la Etapa II se prepararon especímenes con asfalto PEN 60-70, BETUFLEX 60/60 y BETUFLEX 80/60. Todos los ensayos realizados fueron de compresión edométrica con pistón de 5 cm de radio. La secuencia de ensayos realizados se muestra en la tabla 6.7

Tabla 6.7: Ensayos correspondientes a la Etapa II

Tipo de mezcla	No. especímenes	Tipo de ligante	Tipo de ensayo	No. de ensayos	Contenido de asfalto	T° ensayo
SMA	12	PEN 60-70	Compresión confinada	12	6.5 a 7.5%	6 a 60°C 6 a 0°C
	12	BETUFLEX 60/60	Compresión confinada	12	6.5 a 7.5%	6 a 60°C 6 a 3°C
	12	BETUFLEX 80/60	Compresión confinada	12	6.5 a 7.5%	6 a 60°C 6 a 0°C
Superpave	12	BETUFLEX 60/60	Compresión confinada	12	5.2 a 6.2%	6 a 60°C 6 a 0°C
	12	BETUFLEX 80/60	Compresión confinada	12	5.2 a 6.2%	6 a 60°C 6 a 0°C

#### **PROCEDIMIENTO DE PREPARACIÓN DE BRIQUETAS**

Se calentó la suficiente cantidad de asfalto, a la temperatura de mezcla, para preparar los especímenes. Se mezcló el cemento asfáltico y agregados hasta que éstos estén totalmente cubiertos. La mezcla se hizo manualmente. Se debe verificar la temperatura de los materiales recién mezclados.

Se coloca dentro del conjunto del molde y la base del martillo compactador limpios y calientes, un disco de papel filtrante de 10 cm de diámetro. Se vertió la mezcla y emparejó con una espátula caliente. Se compactó con el martillo precalentado dentro del molde.

Se retiró la base del molde y colocó un papel filtrante en la superficie, se invirtió de tal manera que la cara superior se encuentre abajo. Se aplicó el número de golpes especificados.

Después de la compactación, retirar la base y colocar el molde y collar sobre el eyector de muestras. Con el molde y el collar de extensión hacia arriba, aplicar presión y forzar el espécimen dentro del collar de extensión, levantar el collar del molde. Cuidadosamente transferir el espécimen a una superficie plana, dejarlo de pie para que repose de 12 a 24 horas a temperatura ambiente.

Con los especímenes fríos se determinó la gravedad específica bulk de cada muestra según AASHTO T166.



**Foto 6.1: Preparación de especímenes Superpave y Stone Mastic Asphalt.  
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la UNI.**

## **6.6 ENSAYOS REALIZADOS EN LAS MEZCLAS**

### **6.6.1 DETERMINACIÓN DEL ESCURRIMIENTO EN MEZCLAS NO COMPACTADAS DEL TIPO SMA – AASHTO T 305**

Este tipo de ensayo se realiza en mezclas propensas al escurrimiento como las mezclas SMA, debido a la casi ausencia de arena y alto porcentaje de filler en la distribución granulométrica.

Con este método es posible medir la cantidad de material escurrido de una muestra de mezcla asfáltica no compactada a elevadas temperaturas, comparables a aquellas usadas durante la producción, almacenamiento, transporte y colocación de la mezcla.

Una mezcla con el adecuado porcentaje de fibra celulosa (suelta o en pellet) impedirá que el asfalto se escurra. Este ensayo se realiza para determinar el porcentaje adecuado de fibra que debe ser incorporado en las mezclas SMA. El porcentaje máximo que puede escurrirse debe estar dentro de los rangos especificados.

Según la norma AASHTO T 305 el escurrimiento de la mezcla es aquella porción del material que se separa de la muestra y se deposita fuera de la cesta durante el ensayo.

El ensayo consiste en colocar cierta cantidad de mezcla asfáltica (1200 + 200 gr) en una cesta puesta sobre una bandeja. El conjunto se lleva al horno por una hora a diferentes temperaturas.

Se realizaron ensayos en mezclas asfálticas sin fibra y con 0.4% de fibra suelta. El asfalto usado fue PFN 60-70, el filler utilizado fue cemento portland. El contenido de ligante para todos los ensayos fue 7%. En la siguiente tabla se muestra una síntesis del ensayo que podrá ser revisado en el Apéndice A

Contenido de fibra (%)	Escurrimiento en %	
	T1=165°C	T2=190°C
Sin fibra	0.7	0.8
Con 0.4%	0.2	0.3

Como se puede apreciar en los resultados, cuando el ensayo se realiza sobre mezclas con fibras celulosa, el porcentaje de escurrimiento es menor. Al inicio de los ensayos de escurrimiento en dos muestras se presentaron menores escurrimientos en mezclas sin fibra, esto se superó con el mejor control de las temperaturas durante el ensayo.

### 6.6.2 GRAVEDAD ESPECIFICA TEÓRICA MÁXIMA (RICE)

La gravedad específica Teórica Máxima es también llamada Gravedad Especifica Rice debido a que James Rice desarrolló el procedimiento de ensayo.

Este método de laboratorio determina la Gravedad Especifica Teórica Máxima de mezclas asfálticas en su estado suelto. Para el ensayo las partículas de la muestra se separan teniendo cuidado de no fracturarlas. La muestra suelta se coloca en un recipiente y se pesa, se le añade agua hasta cubrir la muestra y remover el aire atrapado con la bomba de vacíos. Se vierte con cuidado el agua y se seca la muestra ensayada.

Por definición la gravedad específica Teórica Máxima es:

$$G_{mm} = \frac{P_{mm}}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}}$$

Donde:

- $G_{mm}$  Gravedad específica teórica máxima, RICE
- $P_{mm}$  Peso total de la mezcla
- $P_s$  Peso del agregado
- $P_b$  Peso del asfalto expresado en porcentaje
- $G_{se}$  Gravedad específica efectiva del agregado impregnado con asfalto
- $G_b$  Gravedad específica del asfalto

Durante el trabajo de investigación no se realizó este tipo de ensayo, debido a limitaciones en el laboratorio, sin embargo, este valor puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$G_{mm} = \frac{1}{\frac{P_b}{G_b} + \frac{1-P_b}{G_{se}}}$$

Donde:

- $G_{mm}$  Gravedad específica teórica máxima, RICE
- $P_b$  Peso del asfalto expresado en porcentaje

$G_{sc}$	Gravedad específica efectiva del agregado impregnado con asfalto
$G_b$	Gravedad específica del asfalto

### 6.6.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS ESPECIMENES

En las figuras 6.1 a 6.3 se grafican las características volumétricas de los especímenes ensayados. Todos los resultados fueron obtenidos con las ecuaciones proporcionadas en el capítulo 2. Se prepararon gráficos resumen de las características volumétricas de mezclas SMA, Superpave y Densa Convencional para la Etapa Experimental I; y SMA y Superpave para la Etapa Experimental II, que pueden ser vistos en el apéndice B.

La identificación de las muestras está en función de la temperatura de ensayo en la prensa. La figura 6.1 representa las características de los especímenes SMA, Superpave y Convencional preparadas con Asfalto PEN 60-70 y ensayada en Compresión Confinada durante la primera etapa.

La figura 6.2 representa las características de los especímenes SMA y Superpave preparadas con Asfalto PEN 60-70, Betuflex 60/60 y 80/60, preparadas para el ensayo de Compresión Edométrica durante la segunda etapa y ensayadas a 60°C. La figura 6.3 muestra las características de los especímenes ensayados a 0°C.

Los gráficos relacionan Peso específico, Porcentaje de Vacíos de Aire ( $V_a$  o VTM), Porcentaje de Vacíos Llenos de Asfalto (VFA) y Porcentaje de Volumen de Agregado Grueso Mineral (VMA) todos versus el porcentaje de asfalto.

La relación entre el peso específico del espécimen versus el porcentaje de asfalto, indica que a mayor porcentaje de asfalto, la densidad de la mezcla se incrementa hasta llegar a una máxima densidad para luego descender. Esta característica se presenta en todos los tipos de mezclas y en dos etapas experimentales.

La relación entre el porcentaje de vacíos de aire en la mezcla compactada (VTM ó  $V_a$ ) versus el porcentaje de asfalto indica que a mayor porcentaje de asfalto menor será el porcentaje de vacíos de aire atrapado entre la mezcla. Para la primera etapa (figura 6.1) solo una muestra de Superpave no cumple con esta tendencia. Para la segunda etapa (figura 6.3) también una muestra de Superpave preparada con Betuflex 80/60 no verifica con esta tendencia.

El porcentaje de vacíos llenos con asfalto (VFA) versus el porcentaje de asfalto, en todas las muestras de la primera y segunda etapa experimental, a mayor porcentaje de asfalto mayor será el porcentaje de vacíos llenos con asfalto.

La relación del volumen de agregado grueso mineral (VMA) versus el porcentaje de asfalto muestra que el porcentaje de VMA disminuye a medida que se incrementa hasta un punto en que empieza a crecer nuevamente.

Figura 6.1: PROPIEDADES VOLUMÉTRICAS DE MEZCLAS SMA, SUPERPAVE Y CONVENCIONAL ETAPA EXPERIMENTAL I

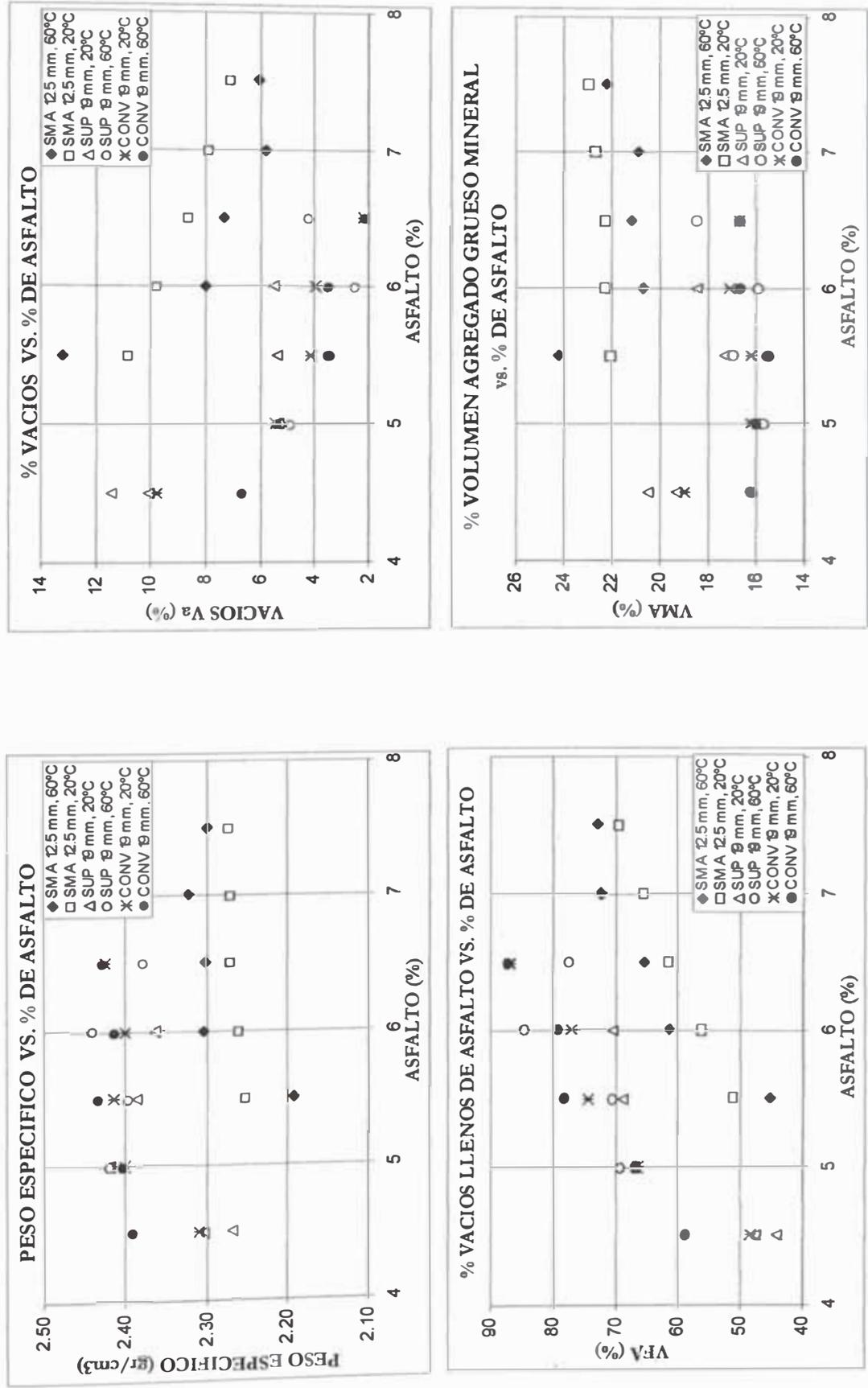


Figura 6.2: PROPIEDADES VOLUMÉTRICAS DE MEZCLAS SMA Y SUPERPAVE, ENSAYADAS A 60°C  
ETAPA EXPERIMENTAL II

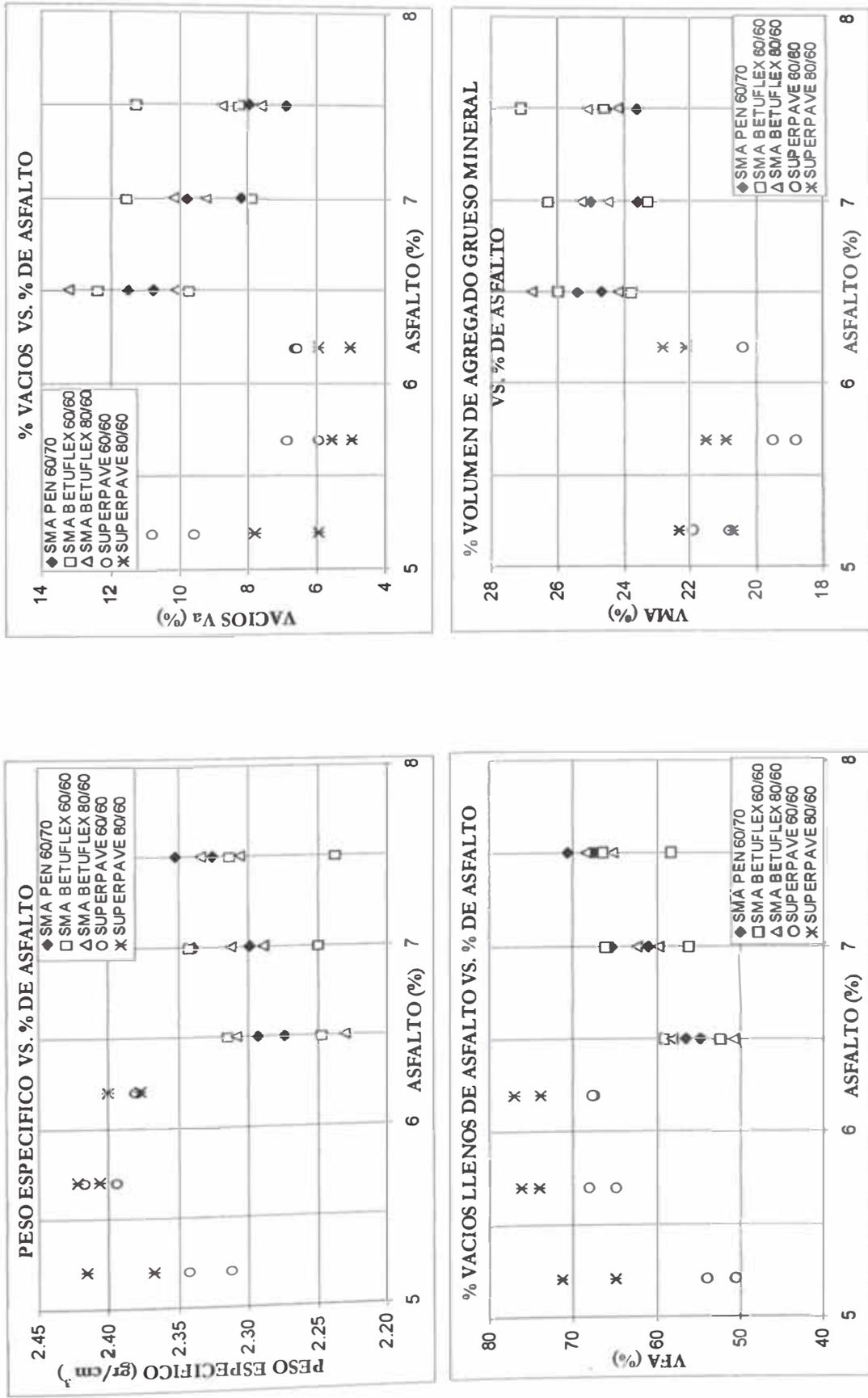
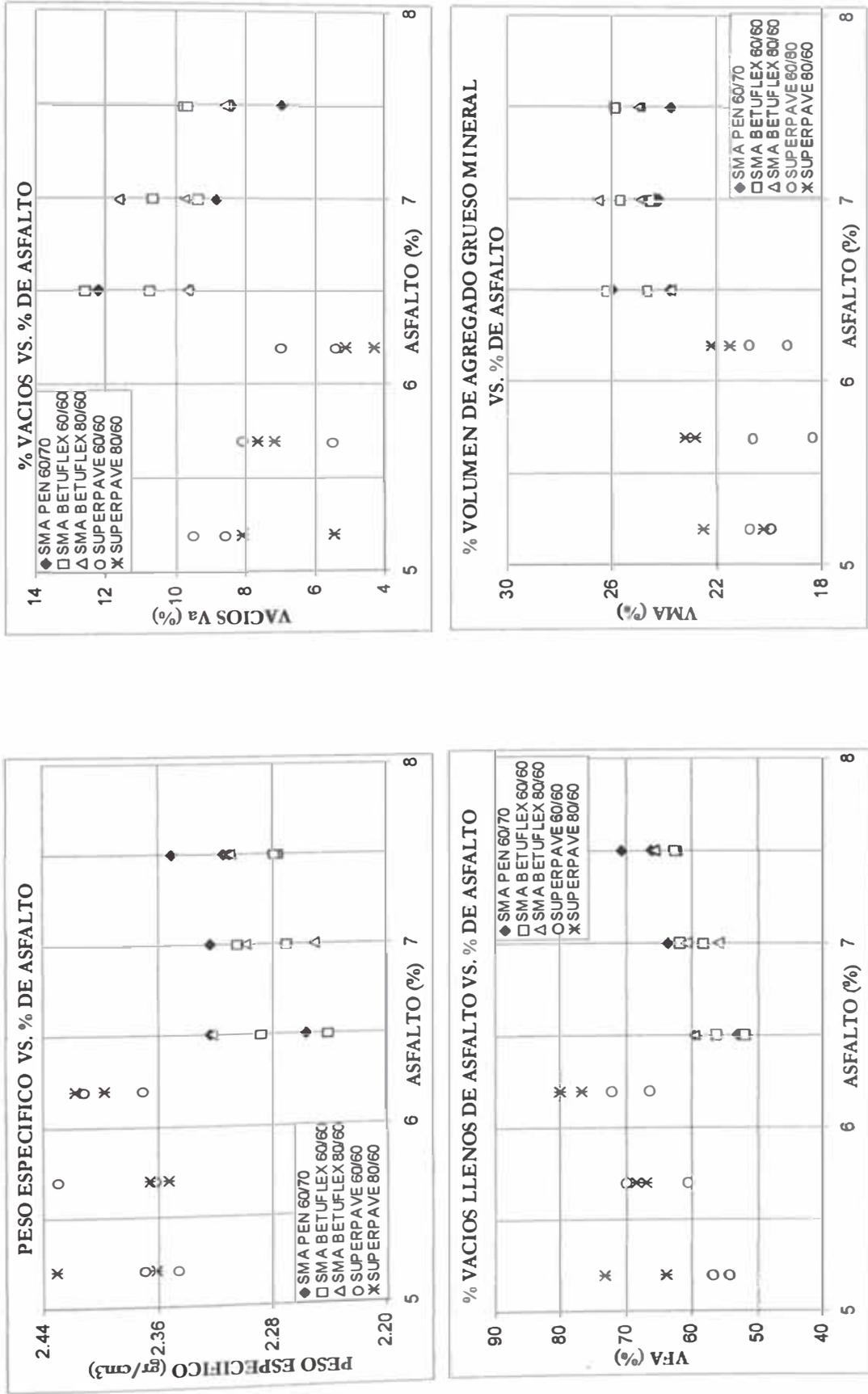


Figura 6.3: PROPIEDADES VOLUMÉTRICAS DE MEZCLAS SMA Y SUPERPAVE, ENSAYADAS A 0°C  
ETAPA EXPERIMENTAL II



## **6.7 ENSAYOS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO**

El trabajo de investigación propone los ensayos de Compresión Confinada y Compresión Edométrica utilizando la prensa de carga del ensayo CBR para evaluar el comportamiento de todo tipo de mezclas asfálticas.

Se prepararon especímenes de mezclas Densas Convencionales, Superpave y SMA. Los ensayos realizados fueron: Estabilidad Marshall, Compresión Confinada y Compresión Edométrica.

A continuación se presentan los resultados de los ensayos realizados:

### **6.7.1 ESTABILIDAD MARSHALL**

El ensayo de Estabilidad Marshall se realizó durante la primera etapa de este proyecto de investigación, el objetivo era verificar los resultados obtenidos por la NCAI, es decir, comprobar que las mezclas SMA tenían menor resistencia que las convencionales y las Superpave.

Los resultados obtenidos del ensayo en muestras convencionales, Superpave y SMA realizados en el Laboratorio No.2 de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de Ingeniería, indicaron que la resistencia de mezclas densas convencionales es mayor comparada con las mezclas SMA. La fortaleza de una mezcla SMA radica en su estructura granular y el ensayo de Estabilidad Marshall no evalúa el arreglo estructural al ser un ensayo de compresión diametral.

Los valores de estabilidad de las mezclas Superpave son similares al de las mezclas densas convencionales, este resultado era de esperar porque la estructura granular de las mezclas densas convencionales y Superpave son muy similares.

En la figura 6.4 se grafican los resultados obtenidos en el laboratorio, y en el apéndice B se muestran las tablas B-1 a B-3 que detallan el tipo de muestra, porcentaje de asfalto, temperatura de ensayo, estabilidad, flujo y porcentaje de vacíos de aire.

Los vacíos de aire son pequeños espacios de aire atrapados en la mezcla. El contenido de vacíos en una mezcla es importante para permitir alguna compactación adicional bajo el tráfico, permitiendo que el asfalto fluya a estos vacíos. La densidad y el contenido de vacíos están directamente relacionados. Entre mas alta la densidad menor porcentaje de vacíos de aire.

Por otra parte, la estabilidad de una carpeta asfáltica es su capacidad para resistir desplazamientos y deformaciones al ser sometido a cargas cíclicas. Para los tres tipos de mezclas se verifica que a menor porcentaje de vacíos de aire atrapado en la mezcla, mayor es su estabilidad (Tablas B-1 a B-3). El menor porcentaje de vacíos de aire indica que en la mezcla hay mayor cohesión y fricción y por lo tanto mejor estabilidad.

La Estabilidad de las mezclas asfálticas se incrementa a medida que se incrementa el contenido de asfalto, esto porque el asfalto permite una mejor cohesión entre las partículas. Pero si el contenido de asfalto es excesivo se forma una película gruesa entre

los agregados, lo que impide la fricción interna de las partículas. Del gráfico Estabilidad versus Porcentaje de Asfalto de la figura 6.4, podemos concluir que la estabilidad de las mezclas SMA es aproximadamente el 50% de la estabilidad de mezclas densas convencionales y Superpave. Los valores promedios de estabilidad, obtenidos del comportamiento de la curva se pueden observar en la tabla 6. 8.El porcentaje de asfalto corresponde al valor promedio de estabilidad de la mezcla..

**Tabla 6.8: Valores Promedios de Estabilidad Marshall en Mezclas Densa Convencionales, Superpave y SMA**

Tipo de mezcla	T° ensayo	Contenido de asfalto (%)	Vacíos de aire (%)	Estabilidad Promedio (kg)
Convencional 19 mm	60°C	5.5	4 a 6	1200
Superpave 19 mm	60°C	5.5	5	1000
	20°C	5.5	6	1200
SMA 12.5 mm	60°C	6.5	8 a 9	550

Además, en la figura 6.4 se muestran la relación entre el porcentaje de vacíos de aire y el contenido de asfalto. El comportamiento de todas las mezclas, es similar, a mayor porcentaje de asfalto menor porcentaje de vacíos de aire.

La relación Flujo versus Contenido de Asfalto, indica que a mayor porcentaje de asfalto mayor flujo o deformación de la muestra; sin embargo, para el caso de las mezclas SMA esta tendencia no se cumple. Como se puede apreciar en la figura 6.4 el comportamiento de las mezclas SMA es errático en este caso.

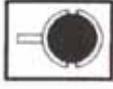
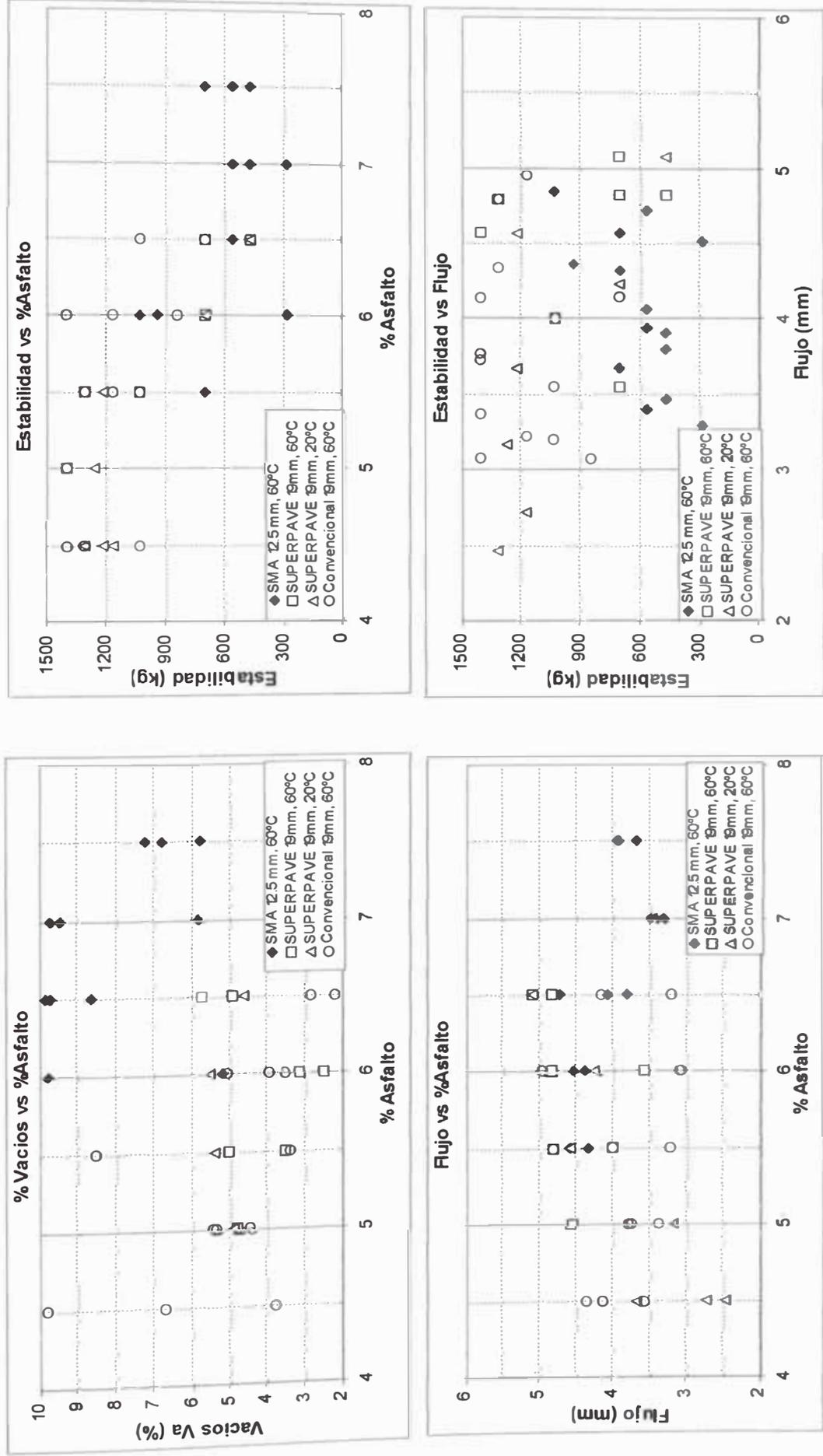


Figura 6.4: ESTABILIDAD MARSHALL DE MEZCLAS SMA, SUPERPAVE Y DENSA CONVENCIONAL CON ASFALTO PEN60/70, T° ENSAYO: 60° y 20°C



### 6.7.2 COMPRESIÓN CONFINADA

El ensayo de Compresión Confinada se realizó durante la primera etapa experimental de ensayos con mezclas densas Convencionales, Superpave y SMA. En la figura 6.5 se resumen los resultados obtenidos durante el ensayo, los gráficos representan la relación módulo versus deformación promedio, módulo versus contenido de vacíos de aire y módulo versus porcentaje de asfalto. En el apéndice B se muestran los ensayos realizados a cada espécimen así como las tablas B-4 a B-6 que detallan los resultados obtenidos.

El gráfico de Módulo Dinámico versus Deformación Promedio, indica que a mayor deformación el módulo se incrementa, en todas las muestras. La compactación de mezclas convencionales y superpave con el equipo de compactación Marshall, permitió obtener mezcla con menores porcentajes de vacíos de aire, esto se debe a su estructura granular completa. Para mezcla SMA, la compactación fue más difícil debido a que este tipo de mezclas tiende a escurrirse a altas temperaturas y es muy difícil de compactar si la temperatura es baja. El control de la temperatura durante la compactación es muy importante. Los porcentajes de vacíos de aire atrapados se muestran en la tabla 6.9, estos porcentajes varían de 8 a 9% en mezclas SMA y entre 4 a 6% para mezclas Superpave y Convencionales.

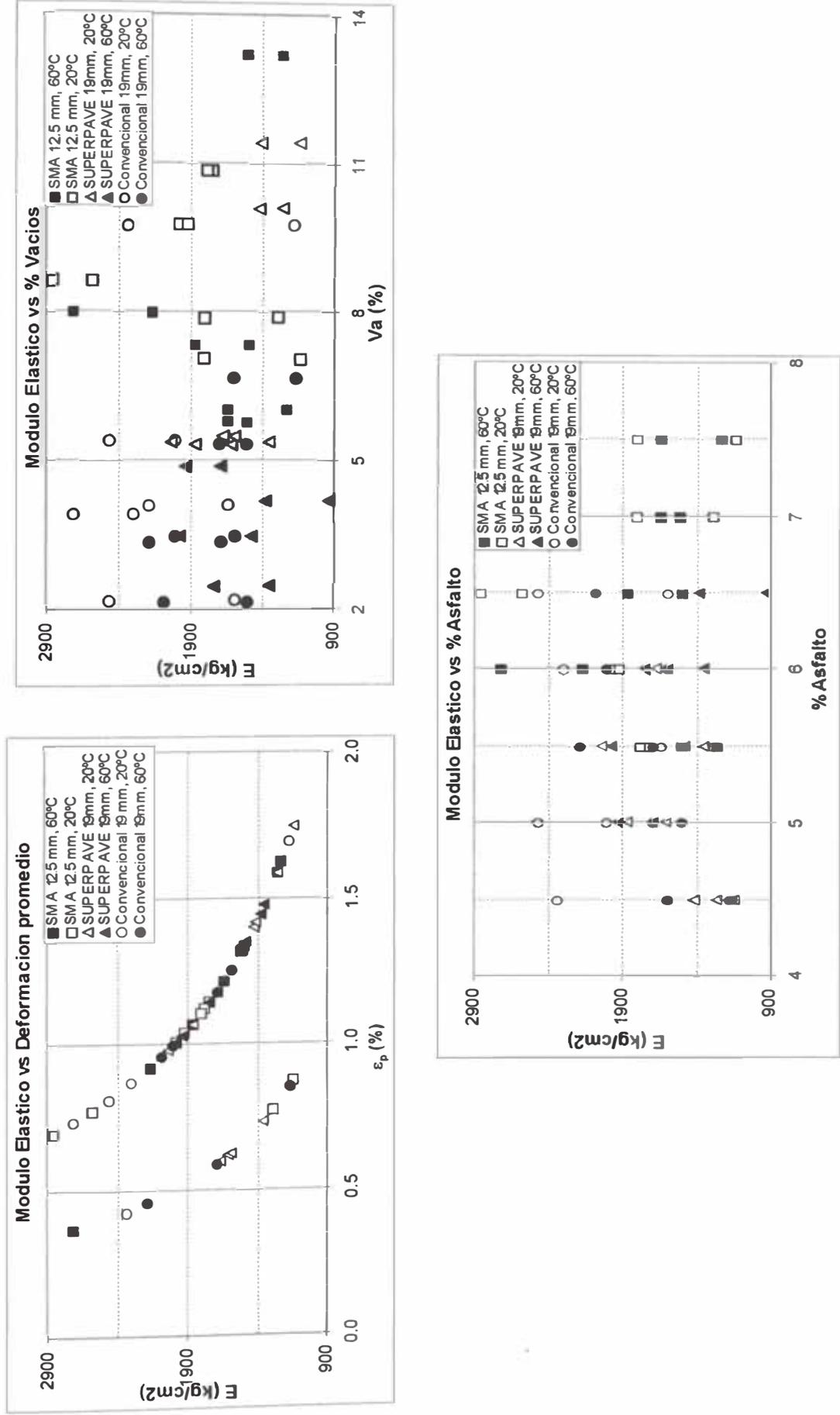
En el gráfico Módulo Dinámico versus Contenido de Asfalto se observan que todas las mezclas tienen un valor máximo a medida que se incrementa el porcentaje de asfalto, esto quiere decir que a medida que se incrementa el porcentaje de asfalto el módulo crece, pero llega a un valor máximo y luego desciende con el incremento de asfalto. Debido básicamente a la gruesa película de asfalto que rodea la piedra, y que impide la fricción de la fracción granular.

Las mezclas SMA tienen un mayor módulo dinámico, cuando se comparan con las mezclas densas convencionales, y éstas a su vez tienen mayor módulo que las mezclas Superpave. Los valores promedios de módulo, obtenidos del comportamiento de la curva se pueden observar en la tabla 6.9. El porcentaje de asfalto corresponde al valor promedio de módulo de la mezcla.

**Tabla 6.9: Valores Promedios de Módulo Dinámico versus Contenido de Asfalto en Mezclas Densas Convencionales, Superpave y SMA  
Ensayo de Compresión Confinada**

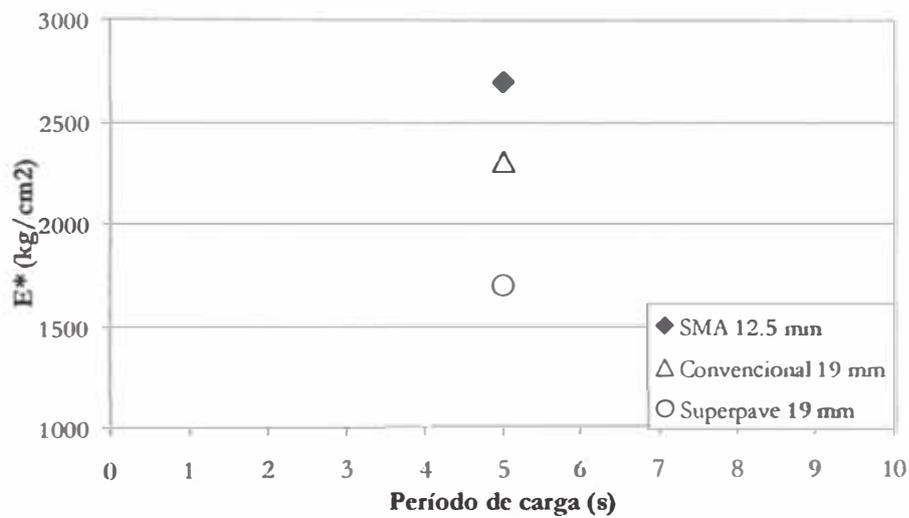
Tipo de Mezclas	T° ensayo	% asfalto	Vacíos de aire (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )
SMA 12.5 mm	20°C	6.5	8 a 9	2700
	60°C	6.5		1900
Superpave 19 mm	20°C	5.5	5 a 6	1700
	60°C	5.5		1600
Convencional 19 mm	20°C	6.0	4 a 6	2300
	60°C	5.5		1800

Figura 6.5: COMPRESIÓN CONFINADA DE MEZCLAS SMA, SUPERPAVE Y DENSA CONVENCIONAL  
CON ASFALTO PEN60/70, T° ENSAYO: 60° y 20°C

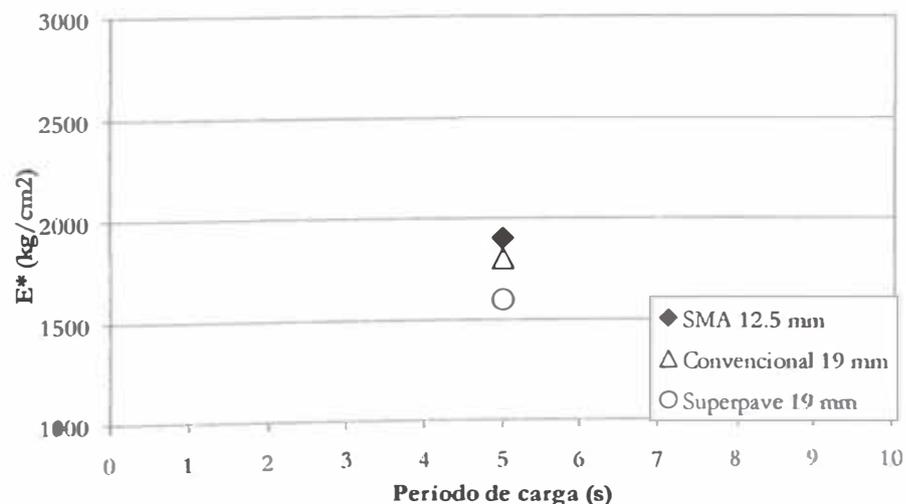


Se han graficado los valores promedio de los módulos dinámicos de las mezclas convencionales, superpave y SMA obtenidos en ensayos de compresión confinada, en función de la frecuencia del ensayo. Los resultados se muestran en la figura 6.6.

El módulo dinámico de las mezclas SMA es mayor que el de las mezclas convencionales y superpave, este resultado es más evidente cuando el ensayo se realizó a 20°C. A 60°C las mezclas SMA (que tiene un mayor porcentaje de asfalto) tienden a deformarse más y, por consiguiente, a tener menor módulo; razón por la que el módulo de las mezclas SMA no está muy distante de las otras, a pesar de ello el módulo del SMA es ligeramente mayor cuando el ensayo se realizó a 60°C.



(a) Tiempo de carga versus módulo dinámico, temperatura de ensayo a 20°C

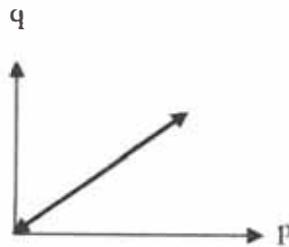


(b) Tiempo de carga versus módulo dinámico, temperatura de ensayo a 60°C

**Figura 6.6: Ensayo de Compresión Confinada sobre mezclas Superpave, Convencionales y SMA**

### 6.7.3 COMPRESIÓN EDMÉTRICA

Los ensayos de laboratorio fueron realizados solamente sobre muestras tipo SMA y Superpave con asfalto PEN 60-70, Betuflex 60/60 y 80/60. Las mezclas SMA contenían fibra celulosa en forma de pellets para evitar el escurrimiento. Los ensayos de compresión edométrica consisten en aplicar presión axial cíclica a una muestra confinada. Gráficamente la trayectoria de esfuerzos en el plano p-q, donde  $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  y  $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ , puede representarse de la siguiente manera:



La trayectoria de esfuerzos indica que a medida que se incrementa la carga axial, la presión de confinamiento también se incrementa. Esta condición sería más representativa de las condiciones de sitio, debido a que en campo la mezcla asfáltica es sometida a presiones cíclicas axiales y presiones de confinamiento que están en función de la presión axial transmitida.

Las pruebas de laboratorio se realizaron a 0°C y 60°C., los valores promedio de módulos y contenidos de asfalto para las mezclas de ensayo se resumen en la tabla 6.10. La figura 6.7 y 6.8 muestran los resultados de ensayos realizados a 60°C y 0°C.

En las tablas B-7 a B-11, del apéndice B, se detallan el tipo de mezcla, porcentaje de asfalto, temperatura de ensayo, módulo dinámico, deformación (%), vacíos de aire (%), densidad de la mezcla, vacíos llenos de asfalto (%) y vacíos en el agregado mineral (%).

El módulo dinámico de mezclas SMA y superpave fue calculado para una presión cíclica axial de 5 kg/cm<sup>2</sup>. La relación de Poisson para mezclas asfálticas en caliente varía en un rango de 0.30 a 0.40, siendo un valor típico 0.35 [64].

Para ensayos de compresión unidimensional confinada, y considerando un elemento cúbico de elasticidad isotrópica, la presión de confinamiento puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$\sigma_3 = \sigma_2 = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_1 \quad (\text{Ref. 65})$$

Donde:

$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  Esfuerzos principales,  $\sigma_1$  es el esfuerzo axial.  
 $\nu$  Relación de Poisson.

La presión de confinamiento máxima para los especímenes ensayados es 2.70 kg/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 6.10: Valores Promedios de Módulo Dinámico versus Contenido de Asfalto en Mezclas Superpave y SMA Ensayo de Compresión Edométrica**

Tipo de Mezclas	Tipo de asfalto	T° ensayo	Tipo de fibra	% asfalto	Va (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )
SMA 19 mm	PEN 60-70	60°C	Viatop	7.0	8 a 10	1000
		0°C	Viatop	7.0	8 a 9	1100
	BETUFLEX 60/60	60°C	Viatop	7.0	11 a 12	1000
		3°C	Viatop	7	10	1200
	BETUFLEX 80/60	60°C	Viatop	7	9 a 10	1100
		0°C	Viatop	7	8	1200
Superpave 19 mm	BETUFLEX 60/60	60°C	No usa	5.7	5 a 6	700
		0°C	No usa	5.7	5 a 6	800
	BETUFLEX 80/60	60°C	No usa	5.7	6	700
		0°C	No usa	5.7	7	800

El módulo dinámico de mezclas SMA es aproximadamente 35% mayor que el módulo de las mezclas Superpave. Si bien es cierto los resultados pueden indicar un mejor comportamiento de las mezclas tipo SMA, la diferencia no es contundente.

Graficando módulos dinámicos, obtenidos en el laboratorio, de mezclas superpave y SMA en función a la frecuencia del ensayo se observa en todos los casos que las mezclas SMA tienen mayor módulo que las mezclas Superpave, ver figura 6.9.

Figura 6.7: COMPRESIÓN EDOMETRICA DE MEZCLAS SMA Y SUPERPAVE, T° ENSAYO: 60°C

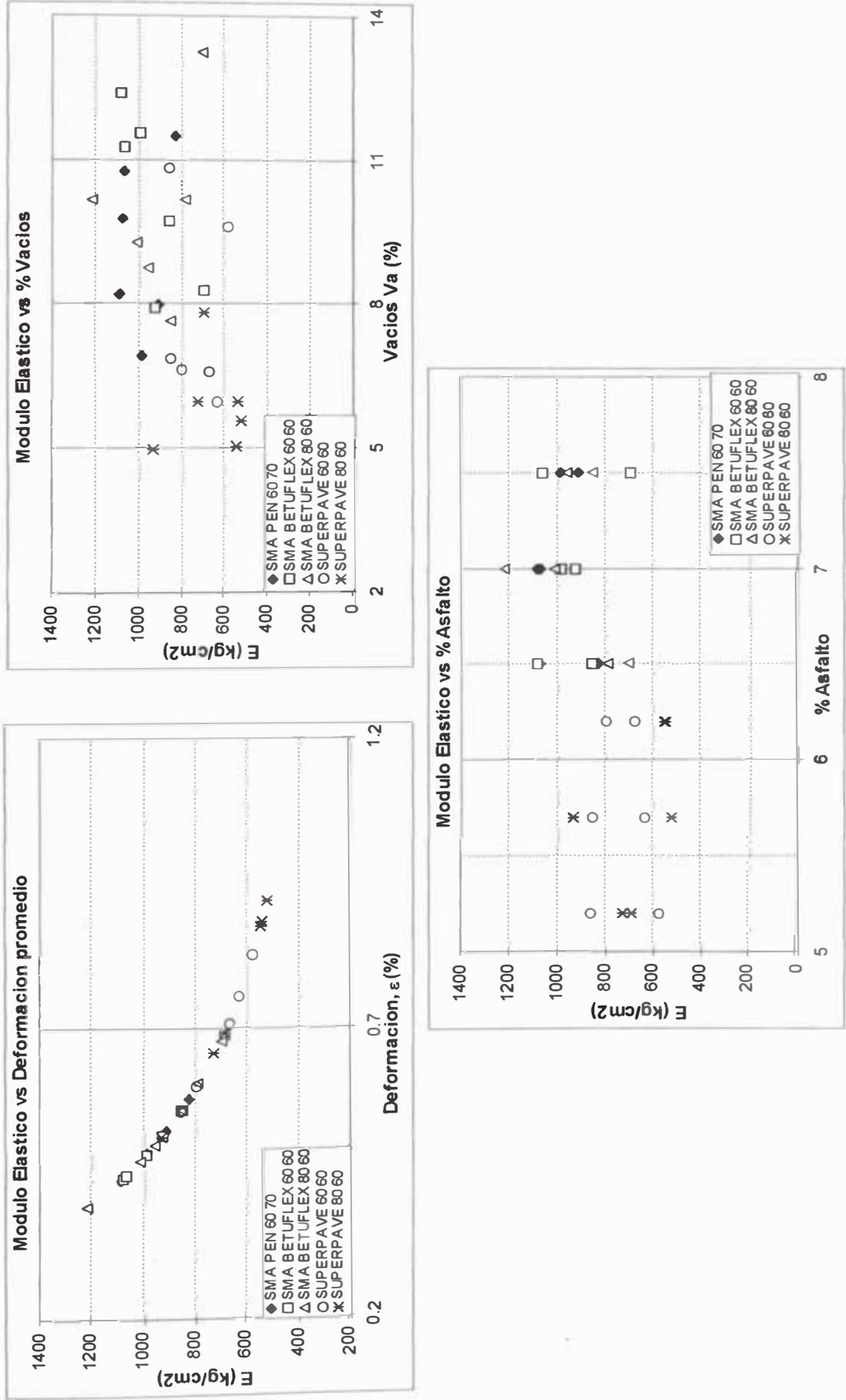
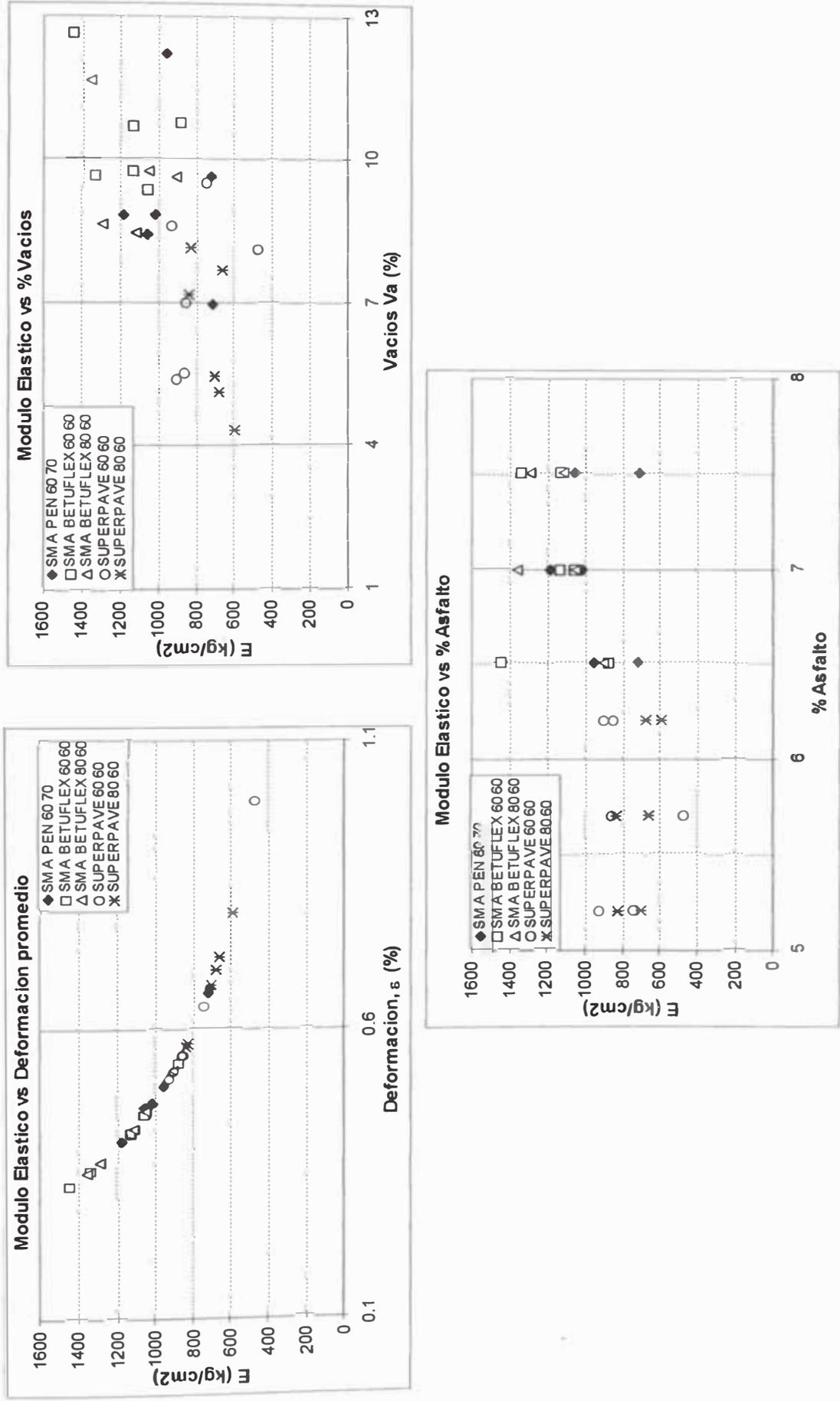
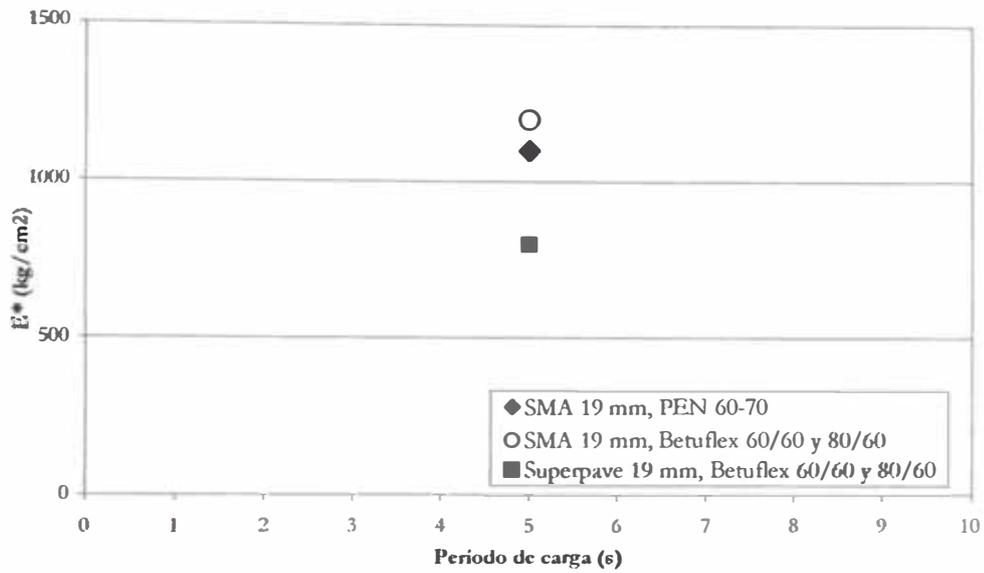
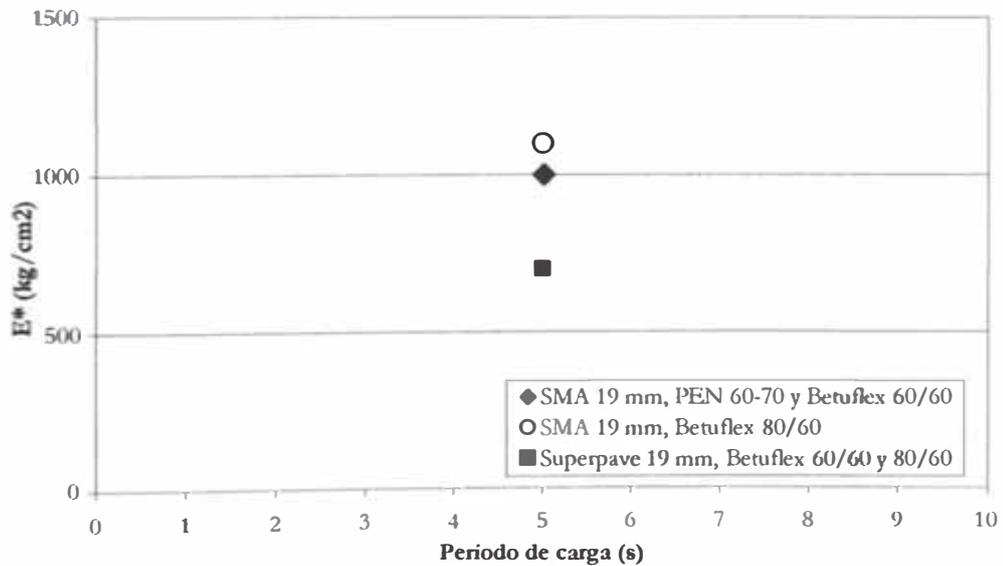


Figura 6.8: COMPRESIÓN EDOMETRICA DE MEZCLAS SMA Y SUPERPAVE, T° ENSAYO: 0°C





(a) Tiempo de carga versus módulo dinámico, temperatura de ensayo a 0°C



(b) Tiempo de carga versus módulo dinámico, temperatura de ensayo a 60°C

Figura 6.9: Ensayo de Compresión Edométrica sobre mezclas Superpave y SMA

La Arizona State University en el 2002 publicó los resultados de un proyecto de investigación conducente a medir módulos dinámicos de mezclas asfálticas convencionales y mezclas asfálticas con caucho. En la tabla 6.11 se resumen algunos de sus resultados:

**Tabla 6.11: Resumen de Módulos Dinámicos E\*, Presión de confinamiento 10 Hz. Referencia (63)**

**(a) Temperatura de ensayo -10°C**

Tipo de Mezclas Confinamiento kg/cm <sup>2</sup>	TMN	Asfalto (%)	Va (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )	
				0.70	1.40
ARAC Gap Graded	19 mm	6.8 (con caucho)	10.9	107,443	105,541
AR-ACFC Open Graded	9 mm	8.8 (con caucho)	17.6	87,152	113,784
ALF Lane 3, mezcla de gradación densa	19 mm	4.8	7.7	288,934	137,175
WesTrack Section C2, mezcla de gradación densa fina	12.5 mm	4.8	9.3	115,686	298,234
WesTrack Section C24, mezcla de gradación densa gruesa	12.5 mm	5.8	7.5	199,598	324,162
ALF Lane 4, mezcla de gradación densa.	19 mm	4.9	9.7	192,129	432,380

**(b) Temperatura de ensayo 38°C**

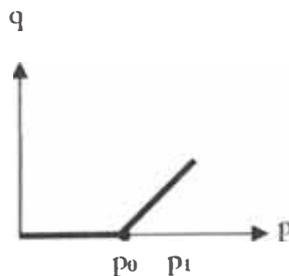
Tipo de Mezclas Confinamiento kg/cm <sup>2</sup>	TMN	% asfalto	Va (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> )
				1.40
ARAC Gap Graded	19 mm	6.8	10.9	60,731
AR-ACFC Open Graded	9 mm	8.8	17.6	61,647
WesTrack Section R4, mezcla de gradación densa fina	19 mm	5.2	6.6	57,209
ALF Lane 12, mezcla de gradación densa.	37.5 mm	4.1	7.4	46,781
WesTrack Section R23, mezcla de gradación densa gruesa	19 mm	5.8	4.9	36,495

De los resultados obtenidos por la Arizona State University en el proyecto "Performance Evaluation of Arizona Asphalt Rubber Mixtures using advanced Dynamic Material Characterization Tests" se muestra que para una presión de confinamiento de  $1.40 \text{ kg/cm}^2$  y a  $-10^\circ\text{C}$ , las mezclas convencionales tienen módulos dinámicos  $E^*$  que varían de  $100,000$  a  $400,000 \text{ kg/cm}^2$ . Esta misma mezcla a  $38^\circ\text{C}$  y con la misma presión de confinamiento tiene módulos que varían de  $36,000$  a  $57,000 \text{ kg/cm}^2$ . Estos valores indican que la rigidez de la mezcla asfáltica baja considerablemente a altas temperaturas.

Los ensayos de laboratorio realizados en la UNI no pueden ser directamente comparados con los resultados obtenidos por la ASU, sobre todo por el equipamiento; sin embargo, son parámetros que nos permitirán en un futuro correlacionar los módulos de compresión edométrica con módulos de ensayo triaxial cíclico.

Se requiere realizar mayor número de ensayos con los métodos propuestos, puesto que son ensayos fáciles y poco costosos, y que están arrojando valores mayores para el caso de mezclas SMA. Similares trabajos experimentales se han realizado últimamente en los Estados Unidos mediante ensayos de compresión confinada utilizando la celda triaxial obteniéndose resultados similares.

El ensayo de compresión confinada propuestos por la ASU utilizan la celda triaxial y consideran una presión de preconfinamiento antes de la aplicación de la presión axial cíclica. Para este ensayo la trayectoria de esfuerzos graficado en coordenadas  $p$ - $q$  será:



Durante la primera etapa del ensayo la muestra es sometida a una presión de confinamiento ( $p_0$ ) para luego aplicarle la presión axial cíclica, representada por  $p_1$ . Esta condición de ensayo, sin embargo, no representa de manera real las condiciones de campo. Un ensayo de compresión edométrica representa sí, las condiciones de sitio.

## 6.8 ECUACIÓN DE PREDICCIÓN DE $E^*$ WITCZAK y otros.

La Guía de Diseño de Pavimentos AASHTO 2002, considera el módulo dinámico complejo ( $E^*$ ) como parámetro para caracterizar el comportamiento de mezclas asfálticas. Una de las jerarquías de diseño permite el cálculo de este parámetro aplicando una ecuación de predicción, es la *Ecuación de Predicción de Módulos Dinámicos Witczak*. La ecuación incorpora las propiedades del ligante, agregados, y características volumétricas de la mezcla. Esta ecuación está sustentada en 1430 muestras ensayadas sobre 149 tipos de mezclas asfálticas convencionales, realizados durante 30 años. En 1999 se incorporaron en el análisis 56 mezclas (34 de las cuales fueron con asfalto modificado), aumento la base de datos a 2750 ensayos (ref. 63).

La ecuación para predecir el módulo dinámico  $E^*$  Witczak es:

$$\log E^* = 3.750063 + 0.029232 \times p_{200} - 0.001767 \times (p_{200})^2 - 0.002841 \times p_4 - 0.058097 \times V_a - 0.802208 \times \frac{V_{b_{eff}}}{(V_{b_{eff}} + V_a)} + \frac{3.871977 - 0.0021 \cdot p_4 + 0.003958 \cdot p_{38} - 0.000017 \cdot (p_{38})^2 + 0.005470 \cdot p_{34}}{1 + e^{(-0.603313 - 0.313351 \cdot \log(f) - 0.393532 \cdot \log(\eta))}}$$

Donde:

- E\* Módulo dinámico de mezclas asfálticas, psi
- $\eta$  Viscosidad del ligante en  $10^6$  poise (a cualquier temperatura y envejecimiento)
- f Frecuencia de carga en Hz.
- V<sub>a</sub> % de vacíos de aire en la mezcla, por volumen.
- V<sub>b<sub>eff</sub></sub> contenido de asfalto efectivo, porcentaje por volumen
- P<sub>34</sub> % retenido acumulado en el tamiz 3/4", por peso total de agregado
- P<sub>38</sub> % retenido acumulado en el tamiz 3/8", por peso total de agregado
- P<sub>4</sub> % retenido acumulado en el tamiz N°4, por peso total de agregado
- P<sub>200</sub> % que pasa el tamiz N°200, por peso total de agregado

La ecuación mostrada considera un rango de temperaturas de 0 a 130°F (-18 a 54°C), tasas de carga de 0.1 a 25 Hz.

En la ecuación propuesta por el Dr. Witzzak el contenido de asfalto efectivo se expresa como porcentaje en volumen de la mezcla compactada (V<sub>b<sub>eff</sub></sub>). En el análisis volumétrico de mezclas se analizan los vacíos ocupados por el asfalto pero expresado en porcentaje de los vacíos del agregado mineral (VMA) y no en función de la mezcla compactada. Para determinar el valor de V<sub>b<sub>eff</sub></sub> se podrá emplear la siguiente ecuación:

$$V_{b_{eff}} = \frac{VFA}{100} \times VMA$$

Donde:

- V<sub>b<sub>eff</sub></sub> contenido de asfalto efectivo, % del volumen
- VFA Vacíos llenos de asfalto
- VMA Vacíos en el agregado mineral.

En las tablas B-7 a B-11 del apéndice B se observan los valores de V<sub>b<sub>eff</sub></sub>. La tabla 6.12 contiene un resumen de los parámetros granulométricos necesarios para aplicar la ecuación.

**Tabla 6.12: Parámetros granulométricos de ingreso para Superpave y SMA aplicando la Ecuación de Witzzak**

Características de los materiales		SMA 19 mm	Superpave 19 mm
%ret. acum. (p34)	3/4"	0	0
%ret. acum. (p38)	3/8"	45	24
%ret. acum. (p4)	N°4	75	55
%acum. Pasa (p200)	N°200	10	5
Frecuencia, Hz		0.2	0.2

Los valores de la viscosidad corresponden a la tabla 6.5 de este capítulo. La frecuencia de ensayo fue de 0.2 Hz para todas las muestras.

Aplicando la ecuación del Dr. Witczak se obtienen los valores mostrados en la tabla 6.13:

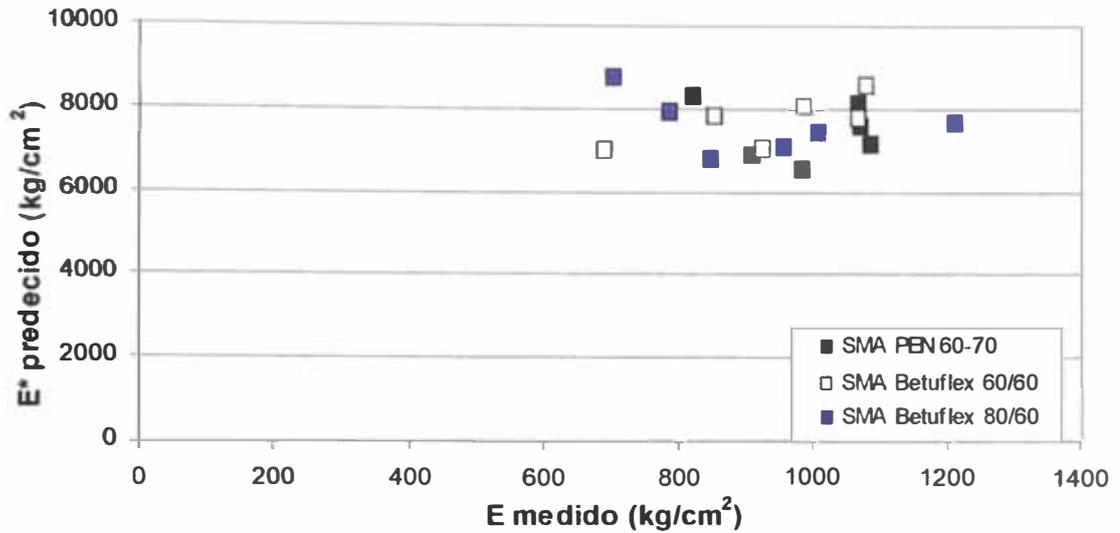
**Tabla 6.13: Módulo Dinámico para los especímenes preparados en el laboratorio aplicando la ecuación propuesta por Witczak**

Tipo de Mezclas	Tipo de asfalto	T° ensayo	Tipo de fibra	% asfalto	Va (%)	E (kg/cm <sup>2</sup> ) Ecuac. Witczak
SMA 19 mm	PEN 60-70	60°C	Viatop	7.0	8 a 10	6,300 a 8,300
		0°C	Viatop	7.0	8 a 9	--
	BETUFLEX 60/60	60°C	Viatop	7.0	11 a 12	7,000 a 8,500
		3°C	Viatop	7	10	--
	BETUFLEX 80/60	60°C	Viatop	7	9 a 10	6,800 a 8,700
		0°C	Viatop	7	8	--
Superpave 19 mm	BETUFLEX 60/60	60°C	No usa	5.7	5 a 6	7,500 a 10,000
		0°C	No usa	5.7	5 a 6	--
	BETUFLEX 80/60	60°C	No usa	5.7	6	6,400 a 7,800
		0°C	No usa	5.7	7	--

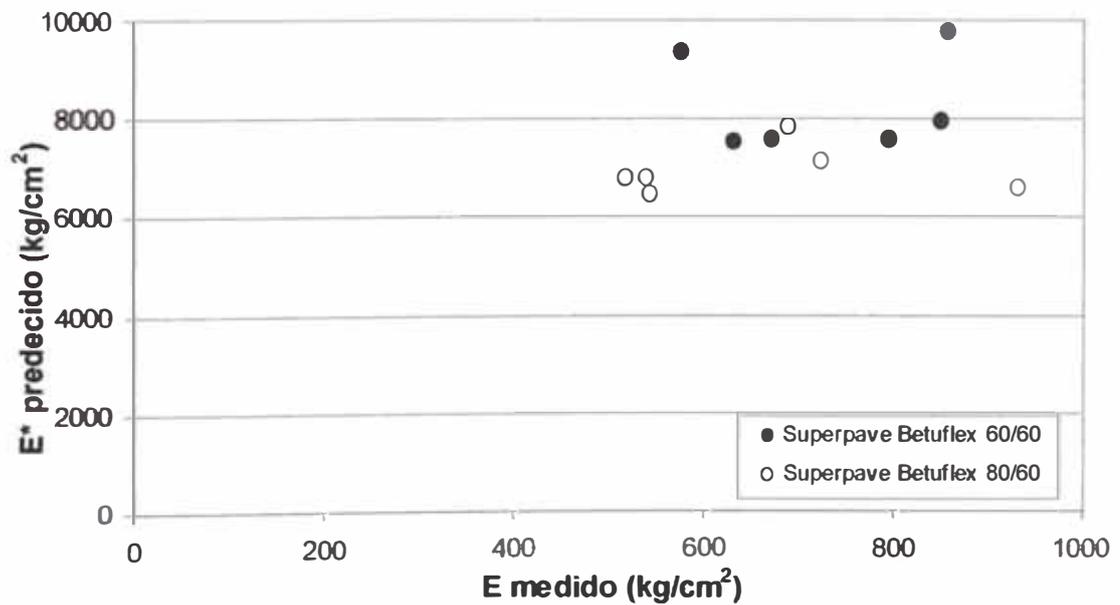
Los resultados obtenidos utilizando la ecuación propuesta por el Dr. Witczak dan valores ocho veces más altos que los obtenidos en los ensayos de compresión edométrica. Gráficamente se pueden representar en la figura 6.10 y 6.11 las mezclas SMA y Superpave con diferentes tipos de asfalto. En el apéndice C se presentan los valores del módulo dinámico obtenidos con la ecuación, comparados con los módulos obtenidos del laboratorio. Los valores mayores de módulos obtenidos aplicando la ecuación del Dr. Witczak se debe a que el confinamiento durante la prueba triaxial es constante, no así en el caso de los ensayos de compresión edométrica donde el confinamiento, es variable, iniciándose en cero hasta alcanzar el mayor valor.

Para el caso de mezclas ensayadas a 60°C los módulos predichos son aproximadamente ocho veces mayores que los obtenidos en laboratorio. En el caso de mezclas ensayadas a 0°C los módulos predichos son muy altos, esto se debe a los valores de rigidez que el asfalto alcanza a bajas temperaturas, corroborados con la ecuación de Mirza. Tabla 6.5.

En conclusión se puede indicar que la ecuación de predicción del Dr. Witczak presenta la misma tendencia con los resultados obtenidos en las mezclas convencionales, no así en el caso de las mezclas SMA, posiblemente debido a que la base de datos de la ecuación del Dr. Witczak está compuesta mayormente por mezclas convencionales.



**Figura 6.10:** Comparación de los valores de Módulos Dinámicos predichos aplicando la ecuación de Witczak y los módulos dinámicos medidos de ensayos de Compresión Edométrica en Mezclas SMA.



**Figura 6.11:** Comparación de los valores de Módulos Dinámicos predichos aplicando la ecuación de Witczak y los módulos dinámicos medidos de ensayos de Compresión Edométrica en Mezclas Superpave.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones a que se ha llegado de la literatura revisada y los resultados de los ensayos realizados en el programa experimental son:

### CONCLUSIONES DE LA REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1. El trabajo de investigación desarrollado en la FIC-UNI sobre mezclas asfálticas se inició el año 2001 con la meta de tener un conocimiento de la metodología de diseño de mezclas asfálticas Superpave. La metodología Superpave reemplaza métodos empíricos que vienen siendo aplicados hasta la actualidad, y que se manifiestan en los altos costos de mantenimiento de las vías y en fallas prematuras, incompatibles con las consideraciones de diseño. Luego de la implementación del Superpave en los EE.UU. se ha continuado con la incorporación de la aplicación de los conceptos mecánicos en la ingeniería de pavimentos, con el método de diseño empírico-mecánico de pavimentos AASHTO 2002.
2. La metodología Superpave determina de manera experimental el comportamiento mecánico del asfalto a temperaturas extremas de servicio, asegurando por lo tanto un adecuado comportamiento. Aplica un diseño volumétrico de mezclas asfálticas. Sin embargo, con la aparición del método de diseño de pavimentos AASHTO 2002 se deberá implementar todavía un ensayo mecánico de laboratorio para determinar el módulo dinámico complejo de mezclas asfálticas, este parámetro de diseño de mezclas asfálticas está asociado a un criterio más racional de diseño de pavimentos, donde la carpeta asfáltica estará sometido solamente a esfuerzos de compresión. La Universidad de Arizona, en este contexto, ha propuesto el ensayo triaxial cíclico.
3. Por otro lado, una gran parte de la red nacional se ubica por encima de los 3,000 m.s.n.m. y los pavimentos ubicados en estas zonas al sufrir el efecto de las bajas temperaturas se agrietan de manera prematura. El *Stone Mastic Asphalt*, SMA, diseño de origen alemán desarrollado en los años 60 ha permitido dar solución a los problemas de tránsito pesado y climas fríos, de las carreteras en Europa, EE.UU. y Canadá y recientemente en Brasil y Argentina.
4. El concepto de diseño SMA se basa en una estructura granular donde predomina el contacto piedra-piedra el mismo que le provee de alta resistencia cortante, baja deformación permanente o "rutting" y considera un buen porcentaje de ligante que le

confiere una excelente durabilidad. El comportamiento del SMA es actualmente calificado en los EE.UU. y Canadá como de excelente bajo tráfico pesado e intenso y climas fríos, bajo costo de mantenimiento y una duración que alcanza los 30 años de vida de servicio.

5. El uso de la fibra celulosa es esencial para evitar el escurrimiento del mastic en la mezcla asfáltica SMA, evitando su segregación debido al alto porcentaje de grava (70-80%) y alto porcentaje de finos (10%). Esto se verificó con el ensayo de escurrimiento AASH'TO T305, que permitió medir el porcentaje de escurrimiento en muestras sueltas con y sin fibra celulosa. Los resultados indicaron que las muestras con fibra tenían menor escurrimiento que las muestras sin fibra. El porcentaje en peso del total de la muestra de fibra fue 0.4% por espécimen.
6. La NCAT el año 1993, realizó una investigación cuyo objetivo era comparar mediante ensayos de laboratorio el comportamiento mecánico de las mezclas densas convencional y las SMA. Ninguno de los ensayos realizados indicaba que el comportamiento de las SMA fuera superior a los demás tipos de mezcla, resultado contradictorio con el comportamiento en campo.
7. Recientes investigaciones de la Arizona State University (Ref. 63) comparan módulos dinámicos  $E^*$  de ensayos de compresión triaxial cíclicos confinados y no confinados, realizados sobre mezclas asfálticas con caucho. Los ensayos no confinados de las mezclas tendrían menores valores de rigidez que los determinados de ensayos confinados, concluyendo en la importancia de realizar ensayos de compresión confinada para determinar el módulo dinámico  $E^*$  sobre todo cuando se evalúa mezclas de granulometría gap graded, como es el caso de las mezclas Stone Mastic Asphalt.
8. El módulo complejo  $E^*$ , indica la rigidez instantánea del material, es decir la relación entre el esfuerzo y la respuesta deformacional en tiempo real. Sin embargo, se sabe que la característica del comportamiento visco-elástico es la respuesta retardada, la deformación máxima alcanzada se dará en un instante posterior, cuando la carga se haya aplicado y más bien se encuentre en el instante de la descarga. Por ello, el el valor absoluto del módulo complejo,  $|E^*|$ , representa un comportamiento más realista en el diseño.  $|E^*|$  es la rigidez efectiva que estará asociado al daño por deflexión que se producirá en la mezcla asfáltica y representa la relación entre la carga aplicada y la deformación (máxima) en el proceso de carga.
9. En Brasil la Universidad Mackenzie, en Sao Paulo, está realizando ensayos confinados de compresión edométrica, con la finalidad de estudiar comportamientos deformacionales de mezclas asfálticas, el equipamiento con el que cuenta es similar a un ensayo de compresión edométrica para suelos.

## CONCLUSIONES DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

1. Se prepararon especímenes de mezclas asfálticas en el laboratorio. Para todos los especímenes se determinaron sus propiedades volumétricas, como vacíos en el agregado mineral (VMA), vacíos de aire ( $V_a$ ), densidad de la mezcla, etc. Las mezclas

SMA tuvieron mayor porcentaje de vacíos de aire atrapado, entre 8 a 9%, que las mezclas Superpave y convencionales, esto debido básicamente al alto porcentaje de gravas de este tipo de mezclas.

2. Para verificar los resultados obtenidos en investigaciones previas se realizaron ensayos de estabilidad Marshall en mezclas convencionales, Superpave y SMA. Nuestros resultados indicaban que las mezclas densas y superpave tienen aproximadamente 50% más de estabilidad que las mezclas SMA. Estos resultados son compatibles con los obtenidos por la National Center for Asphalt Technology.
3. La carga aplicada por los neumáticos de las llantas se distribuye como una presión uniforme. Si la carga se aplica con una placa rígida semejante a las usadas en los ensayos de carga en laboratorio, el asentamiento es similar en todos los puntos de la placa, pero la distribución de la presión de contacto no es uniforme [49]. Para el análisis del módulo elástico de la mezcla se tomó en consideración esta condición del ensayo. Para tal efecto, se aplicó la ecuación propuesta por Poulos and Davis (ecuación 5.1).
4. El programa experimental propuso en su primera etapa el ensayo de compresión confinada utilizando el equipamiento CBR, este ensayo consideraba la aplicación de la carga externa directamente con el pistón de la prensa de CBR, siendo los diámetros de del pistón y la muestra de 2" y 4", respectivamente. Aunque los resultados fueron alentadores, posibles cuestionamientos al patrón de esfuerzos verticales transmitidos que no son uniformes, conlleva a proponer posteriormente el ensayo de compresión edométrica mediante la colocación de un disco metálico del tamaño del diámetro de la muestra uniformizando los esfuerzos verticales transmitidos a la muestra y los esfuerzos de confinamiento.
5. Los ensayos propuestos de compresión confinada y edométrica se realizaron aplicando ciclos de carga y descarga, sin periodo de descanso. La frecuencia de ensayo fue de 0.2Hz. Los resultados de los ensayos confinados arrojaron, como era de esperarse, mayores módulos para el caso de mezclas SMA en comparación con las mezclas Superpave y densas convencionales.
6. Los polímeros empleados durante la investigación son del tipo Estireno-Butadieneo-Estireno (SBS), proporcionados por Ipiranga de Brasil. El aporte del modificador en la mezcla no fue evaluada, pero consideramos de importancia medirlo con ensayos de compresión edométrica, debido a que la tecnología Superpave aún no se implementa en el país.
7. Para ensayos de compresión confinada el módulo dinámico de las mezclas SMA ( $2700 \text{ kg/cm}^2$ ) es mayor que el de las mezclas convencionales ( $2300 \text{ kg/cm}^2$ ) y superpave ( $1700 \text{ kg/cm}^2$ ), este resultado es más evidente cuando el ensayo se realiza a  $20^\circ\text{C}$ . El módulo dinámico de las mezclas SMA es 60 % mayor que las mezclas Superpave y 20% mayor que las densas convencional. Con estos resultados se evidencia la superioridad de las mezclas asfálticas tipo SMA respecto de las otras.
8. Para ensayos de compresión confinada a  $60^\circ\text{C}$  las mezclas SMA (que tiene un mayor porcentaje de asfalto) tienden a deformarse más y, por consiguiente, a tener menor módulo; razón por la que el módulo de las mezclas SMA ( $1900 \text{ kg/cm}^2$ ) no está muy

distante de las mezclas convencionales ( $1800 \text{ kg/cm}^2$ ) y superpave ( $1600 \text{ kg/cm}^2$ ), a pesar de ello el módulo del SMA es ligeramente mayor cuando el ensayo se realizó a  $60^\circ\text{C}$ .

9. De ensayos de compresión edométrica, el módulo dinámico de mezclas SMA es aproximadamente 35% más que el módulo de las mezclas Superpave, mostrando un mejor comportamiento de las mezclas tipo SMA. Graficando módulos dinámicos, obtenidos en el laboratorio, de mezclas superpave y SMA en función a la frecuencia del ensayo se observa en todos los casos que las mezclas SMA tienen mayor módulo que las mezclas Superpave.
10. Resultados obtenidos por la Arizona State University muestran que para presión de confinamiento de  $1.40 \text{ kg/cm}^2$  y a  $-10^\circ\text{C}$ , las mezclas convencionales tienen módulos dinámicos  $E^*$  que varían de  $100,000$  a  $400,000 \text{ kg/cm}^2$ . Esta misma mezcla a  $38^\circ\text{C}$  y con la misma presión de confinamiento tiene módulos que varían de  $36,000$  a  $57,000 \text{ kg/cm}^2$ . Estos valores indican que la rigidez de la mezcla asfáltica baja considerablemente a altas temperaturas. Los ensayos realizados para el presente proyecto de investigación, no evidencian una diferencia sustancial entre módulos de muestras ensayadas a  $0^\circ\text{C}$  y  $60^\circ\text{C}$ , esto debido al equipamiento y la frecuencia de ensayo.
11. La ventaja de los ensayos edométricos respecto al equipamiento triaxial es la configuración más simple, el ensayo es más rápido y por lo tanto menos costoso, su futuro estará orientado en aplicaciones ingenieriles. En cuanto al equipo triaxial cíclico estará orientado, por ahora, a investigación debido a la necesidad de utilizar modelos de comportamiento basado en el estado de esfuerzos en la estructura del pavimento, esto es, soluciones numéricas basados en elementos finitos.
12. El ensayo de compresión confinada propuestos por la ASU considera una presión de preconfiamiento antes de la aplicación de la presión axial cíclica. Para este ensayo la trayectoria de esfuerzos graficado en coordenadas p-q es horizontal y luego inclinada, Esta condición de ensayo no representa de manera directa las condiciones de campo, donde los esfuerzos de confinamiento se desarrollan a medida que se aplica la carga proveniente del tránsito. En tal sentido los ensayos de compresión edométrica son mas representativos de la condiciones de sitio.
13. La Guía de Diseño de Pavimentos AASHTO 2002, permite calcular el  $E^*$  aplicando una ecuación de predicción propuesta por *Witczak*. La ecuación incorpora las propiedades del ligante, agregados, y características volumétricas de la mezcla. Para las mezclas asfálticas preparadas en el laboratorio y ensayadas a  $60^\circ\text{C}$  se obtuvieron valores ocho veces más altos que los obtenidos en los ensayos de compresión edométrica. Los resultados se deben a que el confinamiento en el ensayos triaxial cíclico es constante durante el ensayo, no así, en el ensayo de compresión edométrica. En mezclas ensayadas a  $0^\circ\text{C}$  los módulos predichos por la ecuación de *Witczak* son muy altos, esto se debe a los valores de rigidez que el asfalto alcanza a bajas temperaturas, corroborados con la ecuación de *Mirza*. Tabla 6.13.
14. Con respecto al análisis volumétrico de las mezclas se obtuvieron los siguientes resultados:

Flujo vs. %Asfalto, indica que a mayor porcentaje de asfalto mayor flujo; sin embargo, para el caso de las mezclas SMA esta tendencia es casi constante.

%Vacíos de aire: mezclas SMA vacíos de aire promedio de 7%, convencionales y Superpave 4.5%, en promedio.

Módulo dinámico vs. % asfalto: en los tres tipos de mezclas, a medida que el porcentaje de asfalto crece, el módulo dinámico crece hasta un valor máximo y luego desciende.

## RECOMENDACIONES

1. Para futuras investigaciones se recomiendan temas como evaluar la influencia relación de Poisson en el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas y en la distribución de esfuerzos en la estructura de pavimentos asfálticos.
2. Se recomienda implementar la metodología Superpave para categorizar el ligante o asfalto sobre todos en lo que respecta a las empresas que proveen estos productos. Al estado le corresponderá introducir las especificaciones técnicas en la ejecución de los proyectos viales. Sobre todo cuando se está introduciendo en las obras públicas, el asfalto modificado, con la finalidad de asegurar el adecuado comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica sometida a temperaturas extremas de servicio.
3. Se recomienda introducir las mezclas tipo SMA dado el mejor comportamiento estructural y funcional sobre todo en lugares de climas fríos y tránsito pesado.
4. Se recomienda ampliar las investigaciones realizadas con la finalidad de aplicar el ensayo de compresión edométrica cíclico implementando una prensa de carga cíclica. Asimismo, implementar una cámara que permita evaluar el comportamiento mecánico a temperaturas extremas de servicio.
5. Se recomienda la aplicación de los conceptos mecanísticos en la ingeniería de pavimentos en el país, a través del método de diseño de pavimentos AASHTO 2002, método que permite analizar de manera integral el comportamiento de las mezclas asfálticas y la estructura de pavimentos.
6. Se recomienda introducir en el país criterios de diseño alternativos de estructuras de pavimentos asfálticos donde la carpeta asfáltica soporte solamente esfuerzos de compresión, de tal manera que se elimine la posibilidad del agrietamiento.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. National Asphalt Pavement Association, (enero 2001) "Hot-Mix Asphalt Paving Handbook 2000"
2. National Asphalt Pavement Association, "HMA Pavement Mix Type Selection Guide, febrero 2001.
3. National Asphalt Pavement Association, "Segregation Causes and Cures for Hot Mix Asphalt", abril 1997.
4. National Asphalt Pavement Association, "Designing and Constructing SMA Mixtures-State-of the Practice", enero 1999.
5. National Asphalt Pavement Association, "Superpave Construction Guidelines", febrero 1998.
6. National Asphalt Pavement Association, "Designing and Constructing SMA Mixtures-State-of the Practice", enero 1999.
7. National Asphalt Pavement Association, "Hot Mix Asphalt Construction", Julio 2000.
8. Asphalt Institute, "Superpave Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing", 1997.
9. Asphalt Institute, "Superpave Mix Design", 2001.
10. Asphalt Institute, "MS-02 Mix Design Methods for Asphalt", 1997.
11. Harvey, J., Guada I., Long, F., "Effects of Material Properties, Specimen Geometry, and Specimen Preparation Variables on Asphalt Concrete Tests for Rutting", marzo 1999.
12. Kandhal, P., Foo, K., D'Angelo, J., "Field Management of Hot Mix Asphalt Volumetric Properties", diciembre 1995.
13. Kandhal, P., Allen Jr., L., "Coarse Versus Fine-Graded Superpave Mixtures: Comparative Evaluation of Resistance to Rutting", febrero 2002.
14. Allen, L., Ray, E., Maghsoodloo, S., "Development of Critical Field Permeability and Pavement Density Values for Coarse-Graded Superpave Pavements", setiembre 2001.
15. Kandhal, P., "Prediction of Low-Temperature Cracking Using Superpave Binder Specifications", febrero 1996.
16. Brown, E., "Evaluation of Laboratory Properties of SMA Mixtures", octubre 1993.
17. Tayebali, A., Khosla, N., Malpass, G., "Impact of Fines Asphalt Mix Design", 1996.
18. Mallick, R., Kandhal, P., Allen, L., Watson, D., "Design, Construction and Performance of Few-Generation Open-Graded Friction Courses", abril 2000.
19. Janoo, V., Bayer, J., "The Effect of Aggregate Angularity on Base Course Performance", setiembre 2001.
20. Asphalt Institute, "Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing. SP-1".
21. Asphalt Institute, "For Asphalt Concrete and Other Hot-Mix Types", 1997.
22. Asphalt Institute, "Computer Program CAMA versión 2.0".
23. National Asphalt Pavement Association, "Segregation Causes and Cures For Hot Mix Asphalt", 1997
24. National Asphalt Pavement Association, "Development of Marshall Procedures for Designing Asphalt Paving Mixtures", 1993
25. National Asphalt Pavement Association, "Superpave Construction Guidelines", 1998.
26. US Army Corps of Engineers, "Hot Mix Asphalt Paving, Handbook 2000"
27. Asphalt Institute, "Mixture Classification of Hot-Mix Asphalt", 1997.
28. Ordóñez, A. y Minaya, S., "C.B.R. de Subrasantes Arenosas y Limoarcillosas". Revista TECNIA. Vol. 11 No. 2. U.N.I. 2001.

29. Ordóñez, A. y Minaya, S., "Manual de Laboratorio. Ensayos para Pavimentos". Volumen I. Universidad Nacional de Ingeniería. 2001.
30. National Asphalt Pavement Association, "Designing and Constructing SMA Mixtures-State-of-the-Practice". U.S. Dep. of Transp. FHWA. 2002.
31. National Asphalt Pavement Association, "Moisture Susceptibility of HMA Mixes". Identification of Problem and Recommended Solutions. 2001
32. Department of Transportation. Federal Highway Administration, "Superpave Asphalt Mixture Design". Version 8. 2002.
33. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration, "Performance of Course-Graded Mixes at WestTrack-Premature Rutting", 1998.
34. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration, "Superpave Mixture-design guide". WestTrack Forensic Team Consensus Report. 1998.
35. Highway Engineering Research Group, University of Ulster, Reino Unido. "Predicting the Performance of Stone Mastic Asphalt", 2000.
36. National Asphalt Pavement Association, "Experience with SMA in U.S.", 1992.
37. National Asphalt Pavement Association, "Superpave Construction Guidelines". Special Report 180. U.S. Dep. of Transp. FHWA., 1997.
38. Asphalt Institute, "Performance Graded Asphalt. Binder Specification and Testing". 1999.
39. National Center for Asphalt Technology, "Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction". Second Edition. 1996.
40. Asphalt Institute, "Cause and Prevention of Stripping in Asphalt Pavements". 1999.
41. Brown, E., Manglorkar, H., "Evaluation of Laboratory Properties of SMA Mixtures", National Center for Asphalt Technology, Auburn University, Octubre 1993.
42. Lago Mourao, F. "Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA", Tesis para Optar el Grado de Master en Ingeniería Civil, Universidad Federal de Río de Janeiro, octubre 2003.
43. Bolzan, P., "Diseño y Aplicaciones de Mezclas Stone Mastic Asphalt (Splittmastxasphalt)", ponencia argentina presentada en el VI Congreso Nacional del Asfalto, Asociación Peruana de Caminos, 15 al 17 Octubre 2003, Perú.
44. Freddy L. Roberts, Prithvi S. Kandhal, E. Ray Brown, Dah Yinn Lee and Thomas W. Kennedy Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction, First Edition., NAPA Education Foundation, 1991.
45. Beligni, M., Villibro, D., Cincerre, J., "Misturas Asfáltica do Tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): Solucao para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Intenso". Anais da Reuniao Anual de Pavimentacao – 32º RPAV, Brasilia, Distrito Federal, Brasil, 16-20 Octubre 2000.
46. Medina, Jacques de, "Mecanica dos Pavimentos", primera edición 1997, Río de Janeiro, Universidad Federal de Río de Janeiro.
47. Pinto, S., Preussler, E., "Modulos Resilientes de Concretos Asfálticos", MIT-DNER-Instituto de Pesquisas Rodoviárias (Divisao de Pesquisas), Río de Janeiro, 1980.
48. Pinto, S., Motta, L., "Catálogo de Curva de Fadiga", Boletim Técnico nº16, Associacao Brasileira de Pavimentacao – ABPv. Río de Janeiro, 1995.
49. Huang, Y., "Pavement Analysis and Design", primera edición, Prentice Hall 2004.
50. Ordóñez, A. y Minaya, S., "Superpave y SMA: Conceptos Mecanísticos en la Ingeniería de las Mezclas Asfálticas", V Congreso Nacional de Asfalto, Lima, noviembre 2002.
51. New Zealand Bitumen Contractors' Association (BCA), "BCA Specification for Stone Mastic Asphalt Material BCA 9808, versión agosto 1999.
52. Da Costa Amaral S., "Estudos de Misturas Asfálticas Densas com agregados do Estado do Pará, Utilizando Asfalto Convencional (CAP-40) e Asfalto Modificado com Polímero

- SBS (Betuflex B65/60)", Tesis para Optar el Grado de Master en Ingeniería Civil, Universidad de Sao Paulo –USP, 2000.
53. NTP 321.049, MTC E307-1999 y ASTM D2398, "Punto de Ablandamiento de Materiales Bituminosos (Anillo y Bola)".
  54. MTC E311-1999, "Punto de Fragilidad Fraass"
  55. EAPA, "Capas Superficiales de Elevada Resistencia. Los Argumentos a favor del SMA", European Asphalt Pavement Association, 1998.
  56. Brown, E., Mallick, R., "Stone Matrix Asphalt-Properties Related to Mixture Design", september 1994.
  57. Haddock, J.E., Liljedahl, B., Kriech, A.J., y Huber, G.A., "Stone Matrix Asphalt: Application of European Design Concepts in North America" Canadian Technical Asphalt Association Proceedings, Fredricton, NB, Canada, november 1993.
  58. Brown, E.R., Mallick, R.B., "Evaluation of Stone-on-Stone Contact in Stone Matrix Asphalt". Transportation Research Record 1492, TRB, National Research Council, Washington, DC, 1995.
  59. Brown, E.R., Haddock, J.E., "A Method to Ensure Stone-on-Stone Contact in Stone Matrix Asphalt Paving Mixtures", NCAT Report No.97-2, january 1997.
  60. Motta, L., Leite, L.F.M., "Efeito do Filer nas Características Mecánicas das Misturas Asfálticas", 11º Congresso Panamericano de Engenharia de Transito e Transporte", Gramado, Rio Grande do Sul, Brasil, 19-23 Novembro 2000.
  61. Harris, B.M., Stuart, K.D., "Analysis of Mineral Fillers and Mastics Used in Stone Matrix Asphalt", Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists-AAPIT, Portland, Oregon, EE.UU., 27-29 March 1995.
  62. Marasteanu, M., Clyne, T., "Dynamic Modulus Testing of Asphalt Mixtures", University of Minnesota, February 2002.
  63. Kaloush, K., Witczak, M., Way, G., Zborowski, A., Abojaradeh, M., Sotil, A., "Performance Evaluation of Arizona Asphalt Rubber Mixtures using advanced Dynamic Material Characterization Tests", Arizona State University, Arizona Department of Transportation, FNF Construction, Inc, July 2002.
  64. Whitlow, R., "Fundamentos de Mecánica de Suelos", segunda edición, Ceca 2000.
  65. NCHRP, "Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, August 2003. Appendix EE-1.
  66. Catálogo Franceses, 1998, "Catalogue Des Structures Types de Chaussées Neuves".