

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS
SUPERIORES DE MONTERREY

CAMPUS MONTERREY

DIVISION DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERIA



TECNOLÓGICO
DE MONTERREY.

IMPLEMENTACION DE ENSAYOS ADICIONALES AL
ACTUAL METODO DE DISEÑO DE MEZCLAS
ASFALTICAS DENSAS EMPLEADO EN MEXICO

TESIS

PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA
OBTENER EL GRADO ACADEMICO DE:

MAESTRO EN CIENCIAS
ESPECIALIDAD EN INGENIERIA CIVIL
CON ACENTUACION EN INGENIERIA
Y ADMINISTRACION DE LA CONSTRUCCION

POR:

OMAR TORRES VALENCIA

MONTERREY, N. L.

MAYO DE 2004

**INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS
SUPERIORES DE MONTERREY**

CAMPUS MONTERREY

**DIVISION DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERIA**



**TECNOLÓGICO
DE MONTERREY.**

**IMPLEMENTACION DE ENSAYOS ADICIONALES AL
ACTUAL METODO DE DISEÑO DE MEZCLAS
ASFALTICAS DENSAS EMPLEADO EN MEXICO**

TESIS

**PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA
OBTENER EL GRADO ACADEMICO DE:**

**MAESTRO EN CIENCIAS
ESPECIALIDAD EN INGENIERIA CIVIL
CON ACENTUACION EN INGENIERIA
Y ADMINISTRACION DE LA CONSTRUCCION**

POR:

OMAR TORRES VALENCIA

MONTERREY, N. L.

MAYO DE 2004

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY

CAMPUS MONTERREY
DIVISIÓN DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERÍA



TECNOLÓGICO
DE MONTERREY.®

**Implementación de ensayos adicionales al actual método de diseño de
mezclas asfálticas densas empleado en México**

TESIS

PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO
ACADÉMICO DE:

MAESTRO EN CIENCIAS
ESPECIALIDAD EN INGENIERÍA CIVIL
CON ACENTUACIÓN EN INGENIERÍA Y ADMINISTRACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

POR:

OMAR TORRES VALENCIA

MONTERREY, N.L.

MAYO DE 2004

*Con amor a mis Padres,
Modesto y Teresa
Y a mi hermana,
Diana*

Por su gran apoyo y amor incondicional

*A mi novia,
Laura*

*Por su motivación, ayuda y
comprensión en esta etapa de mi vida*

AGRADECIMIENTOS

A Dios

*Por brindarme la oportunidad de
concluir otra meta en mi vida*

Al Dr. Carlos H. Fonesca Rodríguez

*Por ser un guía para la realización de esta Tesis,
un gran apoyo intelectual y brindarme su amistad*

Al Ing. Carlos Crespo Villalaz y Dr. Sergio Garza Bacco

Por sus valiosos comentarios acerca de mi tesis

Al Ing. Javier Ibarra de la empresa Plantasfalto

Por la donación del material para realizar este proyecto

Al ITESM y a mis maestros

Por contribuir a mi formación personal y profesional

A todas las personas que contribuyeron a la realización de este proyecto.

RESUMEN

El presente proyecto de Tesis tiene como finalidad proponer la implementación de ensayos adicionales al método actual de diseño de mezclas asfálticas, empleado en nuestro país, para reproducir y mejorar el comportamiento frente a deterioros tales como las deformaciones plásticas permanentes y agrietamientos por fatiga. Adicionalmente, la evaluación de la microtextura en las mezclas asfálticas mediante el Ensayo del Péndulo Inglés para asegurar la adherencia con el neumático en las capas de rodamiento.

Para cumplir con el objetivo de la tesis se realiza un estudio experimental en laboratorio empleando cinco tipos de mezclas, en función de los límites granulométricos especificados en las normas de la S.C.T. para los diferentes Tamaños Máximos del Agregado y con una intensidad de tráfico superior a un millón de ejes equivalentes. Los materiales seleccionados para la fabricación de las probetas son comúnmente utilizados en la región noreste de nuestro país. Para el agregado pétreo fueron utilizados triturados de roca caliza y el cemento asfáltico fue un cemento asfáltico convencional distribuido por la refinería de Cadereyta como AC-20. Los ensayos adicionales se efectuaron a probetas con el contenido óptimo del asfalto para cada una de las cinco mezclas asfálticas a analizar.

Como resultados finales se encontró que las mezclas asfálticas elaboradas con granulometrías dentro de los límites especificados por las normas, poseen bajos valores de resistencia a la tensión indirecta además fueron obtenidos valores considerables para las deformaciones plásticas permanentes en las mezclas asfálticas.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	2
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4 OBJETIVO.....	4
1.5 CONTENIDO DE LA TESIS.....	4
2. ANTECEDENTES.....	6
3. ANÁLISIS DE FUNDAMENTOS.....	10
3.1 INTRODUCCIÓN.....	11
3.2 CEMENTO ASFÁLTICO	12
3.2.1 <i>Características del cemento asfáltico</i>	13
3.2.1.1 Origen.....	13
3.2.1.2 Clasificación.....	16
3.2.1.3 Modificadores del cemento asfáltico.....	20
3.2.2 <i>Propiedades</i>	22
3.2.2.1 Propiedades químicas.....	22
3.2.2.2 Propiedades mecánicas	25
3.2.2.3 Propiedades reológicas	27
3.2.3 <i>Perspectiva del Sistema Superpave</i>	30
3.3 AGREGADO PÉTREO EMPLEADO EN MEZCLAS ASFÁLTICAS.....	33
3.3.1 <i>Características del material pétreo</i>	33
3.3.1.1 Origen.....	34
3.3.1.2 Clasificación de acuerdo al proceso de obtención.....	38
3.3.2 <i>Propiedades</i>	40
3.3.2.1 Limpieza.....	40
3.3.2.2 Resistencia.....	40
3.3.2.3 Textura superficial.....	41

3.3.2.4	Forma de la partícula.....	42
3.3.2.5	Porosidad.....	42
3.3.2.6	Afinidad con el asfalto.....	43
3.3.2.7	Granulometría.....	43
3.3.3	<i>Perspectivas del Sistema Superpave</i>	44
3.3.4	<i>Producción de triturados calizos en la zona noreste</i>	46
3.4	MEZCLAS ASFÁLTICAS	49
3.4.1	<i>Características de las mezclas asfálticas</i>	49
3.4.2	<i>Clasificación</i>	50
3.4.2.1	Por el procedimiento de mezclado.....	50
3.4.2.2	Por el contenido de vacíos en la mezcla.....	51
3.4.2.3	Por el tamaño del agregado.....	52
3.4.2.4	Por la estructura del agregado.....	53
3.4.2.5	Por su granulometría.....	53
3.4.2.6	Por las fracciones de agregado en la mezcla.....	54
3.4.3	<i>Propiedades en la mezcla asfáltica</i>	54
3.4.3.1	Estabilidad.....	54
3.4.3.2	Durabilidad	55
3.4.3.3	Impermeabilidad.....	56
3.4.3.4	Trabajabilidad.....	57
3.4.3.5	Flexibilidad.....	58
3.4.3.6	Resistencia a la fatiga.....	58
3.4.3.7	Resistencia al deslizamiento.....	59
3.4.4	<i>Comportamiento y Mecanismos de deterioro de pavimentos flexibles</i>	60
3.4.4.1	Fisuración por Fatiga.....	61
3.4.4.2	Fisuración por Temperatura.....	63
3.4.4.3	Deformaciones Plásticas Permanentes.....	63
3.5	MÉTODOS PARA EL DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.....	65
3.5.1	<i>Método Marshall</i>	66
3.5.2	<i>Método Hoem</i>	69
3.5.3	<i>Método Cántabro</i>	70

3.5.4	<i>Método Hubbard-Field</i>	71
3.5.5	<i>Método Superpave</i>	71
3.6	ENSAYOS ADICIONALES PROPUESTOS.....	74
3.6.1	<i>Ensayo de Tensión Indirecta a 5°C</i>	75
3.6.2	<i>Ensayo de Pista</i>	79
3.6.3	<i>Ensayo del Péndulo Inglés</i>	81
4.	ESTUDIO EXPERIMENTAL DE MEZCLAS ASFÁLTICAS EMPLEANDO	
	GRANULOMETRÍAS DE ACUERDO A LA NORMATIVA DE LA S.C.T.	83
4.1	INTRODUCCIÓN.....	84
4.2	DISEÑO DEL EXPERIMENTO.....	85
4.3	GRANULOMETRÍAS EMPLEADAS	87
4.3.1	<i>Granulometría G1</i>	88
4.3.2	<i>Granulometría G2</i>	89
4.3.3	<i>Granulometría G3</i>	89
4.3.4	<i>Granulometría G4</i>	90
4.3.5	<i>Granulometría G5</i>	90
4.3.6	<i>Comparación de las granulometrias de proyecto con requerimientos Superpave</i>	91
4.3.7	<i>Comparación de las granulometrias de proyecto con criterios españoles</i>	94
4.4	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS.....	103
4.4.1	<i>Características de los materiales pétreos</i>	103
4.4.2	<i>Características del cemento asfáltico</i>	103
4.4.3	<i>Características de la mezcla asfáltica</i>	104
4.5	ENSAYO DE TENSIÓN INDIRECTA.....	106
4.6	ENSAYO DE PISTA	108
4.7	ENSAYO DEL PÉNDULO INGLÉS.....	112
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	114
5.1	INTRODUCCIÓN.....	115
5.2	ANÁLISIS DE LA MEZCLA ASFÁLTICA DE ACUERDO AL MÉTODO MARSHALL.....	116

5.3 ENSAYOS ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE LA MEZCLA ASFÁLTICA.....	121
5.3.1 <i>Tensión Indirecta</i>	121
5.3.1.1 Resistencia a Tensión Indirecta.....	121
5.3.1.2 Energía de Fractura.....	122
5.3.1.3 Tenacidad.....	123
5.3.1.4 Módulo Estático.....	124
5.3.2 <i>Ensayo de Pista</i>	124
5.3.2.1 Deformación Máxima.....	125
5.3.2.2 Velocidad de Deformación.....	128
5.3.3 <i>Péndulo Ingles</i>	128
5.3.3.1 Coeficiente de Resistencia al Deslizamiento.....	129
6. CONCLUSIONES.....	131
BIBLIOGRAFÍA.....	137
ANEXOS.....	142
A. ENSAYO MARSHALL PARA DETERMINAR EL CONTENIDO ÓPTIMO DE CEMENTO ASFÁLTICO.....	143
B. ENSAYOS A TENSIÓN INDIRECTA.....	156
C. ENSAYO DE PISTA.....	161

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1	Proporción De Los Principales Componentes Del Asfalto.....	23
Tabla 3-2	Causas Y Efectos Relacionados Con La Baja Estabilidad.....	55
Tabla 3-3	Causas Y Efectos Relacionados Con La Baja Durabilidad.....	56
Tabla 3-4	Causas Y Efectos Relacionados Con La Baja Impermeabilidad.....	57
Tabla 3-5	Causas Y Efectos Relacionados Con La Baja Trabajabilidad.....	57
Tabla 3-6	Causas Y Efectos Relacionados Con La Baja Resistencia A La Fatiga.....	58
Tabla 3-7	Causas Y Efectos Relacionados Con La Baja Resistencia Al Deslizamiento.....	60
Tabla 3-8	Requisitos De Calidad Para Mezclas Diseñadas Mediante El Método Marshall.....	69
Tabla 3-9	Requisitos De Calidad Para Mezclas Diseñadas Mediante El Método Hveem.....	70
Tabla 3-10	Niveles De Diseño De Mezclas Superpave.....	73
Tabla 4-1	Categorías De Tráfico Pesado.....	94
Tabla 4-2	Mezcla Asfáltica A Utilizar En Función Del Tipo Y Espesor De La Capa.....	95
Tabla 4-3	Límites Granulométricos Para Mezclas Asfálticas Densas.....	96
Tabla 4-4	Límites Granulométricos Para Mezclas Asfálticas Semidensas.....	98
Tabla 4-5	Límites Granulométricos Para Mezclas Asfálticas Gruesas.....	101
Tabla 4-6	Características Del Material Pétreo Para Las Granulometrías.....	103
Tabla 4-7	Características Del Cemento Asfáltico.....	104
Tabla 4-8	Características De La Mezcla Asfáltica.....	105
Tabla 4-9	Requerimientos Mínimos Para Los Vados En El Agregado Mineral.....	105
Tabla 4-10	Características Adicionales En La Mezcla Asfáltica Empleando El Ensayo A Tensión Indirecta.....	107
Tabla 4-11	Características Adicionales En La Mezcla Asfáltica Empleando El Ensayo Del Péndulo Inglés.....	112
Tabla 4-12	Criterio Para Evaluar El Coeficiente De Resistencia Al Deslizamiento.....	113
Tabla 5-1	Características Adicionales En La Mezcla Asfáltica Empleando El Ensayo De La Máquina De Pista.....	125

Tabla 5-2	Valores De Deformaciones Plásticas De Diferentes Mezclas Asfálticas Densas.....	127
Tabla 5-3	Criterio Para Evaluar El Coeficiente De Resistencia Al Deslizamiento.....	130
Tabla A-1	Cálculo Del Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría I.....	144
Tabla A-2	Gráficas Para Determinar El Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría I.....	145
Tabla A-3	Cálculo Del Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría II.....	146
Tabla A-4	Gráficas Para Determinar El Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría II.....	147
Tabla A-5	Cálculo Del Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría III.....	148
Tabla A-6	Gráficas Para Determinar El Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría III.....	149
Tabla A-7	Cálculo Del Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría IV.....	150
Tabla A-8	Gráficas Para Determinar El Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría IV.....	151
Tabla A-9	Cálculo Del Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría V.....	152
Tabla A-10	Gráficas Para Determinar El Contenido Óptimo Del Asfalto Para Granulometría V.....	153
Tabla A-11	Comprobación Del Contenido Óptimo Del Asfalto Para Las Cinco Granulometrías.....	154
Tabla B-1	Propiedades Mecánicas Evaluadas Mediante El Ensayo De Tensión Indirecta.....	156

LISTA DE FIGURAS

Figura 3-1	Diagrama Del Proceso De Obtención Del Cemento Asfáltico En Una Refinería.....	15
Figura 3-2	Ubicación Y Producción De Las Refinerías Que Producen Asfalto En México.....	15
Figura 3-3	Evolución De La Producción Del Cemento Asfáltico En México.....	19
Figura 3-4	Regiones Geográficas Para La Utilización De Asfaltos En Mezclas Asfálticas En Caliente.....	19
Figura 3-5	Sistema Coloidal Del Cemento Asfáltico.....	23
Figura 3-6	Principales Moléculas Que Integran La Estructura Química Del Asfalto.....	25
Figura 3-7	Criterio Superpave Para La Selección De La Granulometría De Diseño.....	46
Figura 3-8	Principales Estados Productores De Caliza.....	47
Figura 3-9	Instalación Típica Para La Trituración Primaria Del Agregado.....	48
Figura 3-10	Macrotextura Y Microtextura De Una Mezcla Asfáltica.....	59
Figura 3-11	Diferentes Pruebas De Laboratorio Para Caracterizar La Fatiga En Mezclas.....	62
Figura 3-12	Recopilación De Información Para El Ensayo Marshall.....	67
Figura 3-13	Curva Carga-Deformación Del Ensayo A Tensión Indirecta.....	76
Figura 3-14	Características De La Resistencia A Tensión Indirecta.....	76
Figura 3-15	Ilustración Para El Cálculo De La Tenacidad.....	77
Figura 3-16	Distribución De Esfuerzos En Una Probeta Ensayada A Tensión Indirecta.....	78
Figura 3-17	Deformación Máxima Registrada Mediante El Ensayo De Pista.....	80
Figura 3-18	Gráfico Para El Cálculo Del Factor De Corrección Por Temperatura.....	82
Figura 4-1	Esquematación De Las Características A Evaluar En La Mezcla Asfáltica	85
Figura 4-2	Plan General Para La Evaluación De Los Cinco Tipos De Mezclas Asfálticas.....	86
Figura 4-3	Estructura Del Agregado Para La Granulometría G1.	88
Figura 4-4	Estructura Del Agregado Para La Granulometría G2.	89

Figura 4-5	Estructura Del Agregado Para La Granulometría G3.	89
Figura 4-6	Estructura Del Agregado Para La Granulometría G4.	90
Figura 4-7	Estructura Del Agregado Para La Granulometría G5.	90
Figura 4-8	Evaluación De La Granulometría G1 Contra Criterios Superpave.....	92
Figura 4-9	Evaluación De La Granulometría G2 Contra Criterios Superpave.....	92
Figura 4-10	Evaluación De La Granulometría G3 Contra Criterios Superpave.....	93
Figura 4-11	Evaluación De La Granulometría G4 Contra Criterios Superpave.....	93
Figura 4-12	Evaluación De La Granulometría G5 Contra Criterios Superpave.....	94
Figura 4-13	Evaluación De La Granulometría G1 Contra Límites Granulométricos Para D8.....	96
Figura 4-14	Evaluación De La Granulometría G2 Contra Límites Granulométricos Para D12.....	97
Figura 4-15	Evaluación De La Granulometría G3 Contra Límites Granulométricos Para D20.....	97
Figura 4-16	Evaluación De La Granulometría G1 Y G2 Contra Límites Granulométricos Para S12.....	99
Figura 4-17	Evaluación De La Granulometría G2 Y G3 Contra Límites Granulométricos Para S20.....	99
Figura 4-18	Evaluación De La Granulometría G4 Y G5 Contra Límites Granulométricos Para S25.....	100
Figura 4-19	Evaluación De La Granulometría G3 Y G4 Contra Límites Granulométricos Para G20.....	101
Figura 4-20	Evaluación De La Granulometría G5 Contra Límites Granulométricos Para G25.....	102
Figura 4-21	Equipo Para El Ensayo A Tensión Indirecta Y Probeta Ensayada A Tensión Indirecta.....	106
Figura 4-22	Ensayo De Máquina De Pista Ensayo Y Probeta Antes Y Después De Ser Ensayada.....	109
Figura 4-23	Gráfica Deformación – Tiempo De La Mezcla Asfáltica G1.....	109
Figura 4-24	Gráfica Deformación – Tiempo De La Mezcla Asfáltica G2.....	110
Figura 4-25	Gráfica Deformación – Tiempo De La Mezcla Asfáltica G3.....	110
Figura 4-26	Gráfica Deformación – Tiempo De La Mezcla Asfáltica G4.....	111
Figura 4-27	Gráfica Deformación – Tiempo De La Mezcla Asfáltica G5.....	111

Figura 5-1	Valores Obtenidos A Partir Del Diseño Marshall Para Las Cinco Mezclas Asfálticas.....	118
Figura 5-2	Resistencia A Tensión Indirecta Para Los Cinco Tipos De Mezcla Asfáltica.....	121
Figura 5-3	Energía De Fractura Para Los Cinco Tipos De Mezcla Asfáltica.....	122
Figura 5-4	Tenacidad Para Los Cinco Tipos De Mezcla Asfáltica.....	123
Figura 5-5	Módulo Estático Para Los Cinco Tipos De Mezcla Asfáltica.....	124
Figura 5-6	Comparación De La Curva Deformación – Tiempo De Las Cinco Mezclas Asfálticas.....	125
Figura 5-7	Deformación Máxima Para Los Cinco Tipos De Mezcla Asfáltica.....	126
Figura 5-8	Velocidad De Deformación Para Los Cinco Tipos De Mezcla Asfáltica.....	128
Figura 5-9	Coefficiente De Resistencia Al Deslizamiento Para Los Cinco Tipos De Mezcla Asfáltica.....	129
Figura B-1	Gráfica Carga – Desplazamiento De Probetas Con Granulometría I.....	157
Figura B-2	Gráfica Carga – Desplazamiento De Probetas Con Granulometría II.....	158
Figura B-3	Gráfica Carga – Desplazamiento De Probetas Con Granulometría III.....	158
Figura B-4	Gráfica Carga – Desplazamiento De Probetas Con Granulometría IV.....	159
Figura B-5	Gráfica Carga – Desplazamiento De Probetas Con Granulometría V.....	159
Figura C-1	Gráfica Tiempo – Deformación De Probetas Con Granulometría I.....	161
Figura C-2	Gráfica Tiempo – Deformación De Probetas Con Granulometría II... ..	162
Figura C-3	Gráfica Tiempo – Deformación De Probetas Con Granulometría III.. ..	163
Figura C-4	Gráfica Tiempo – Deformación De Probetas Con Granulometría IV.. ..	164
Figura C-5	Gráfica Tiempo – Deformación De Probetas Con Granulometría V... ..	165
Figura C-6	Fotografías De Las Probetas Ensayadas.....	166

1. INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

La infraestructura carretera que un país posee es un importante indicador de su nivel económico. Las carreteras son el medio comercial y turístico de transporte más importante.

Es imprescindible para un país con aras de desarrollo mantenerse a la vanguardia en el diseño de sus mezclas asfálticas logrando un equilibrio entre su economía y la adquisición de tecnología. El equilibrio es aún más importante para aquellos países que disponen de recursos económicos limitados por lo que la selección deberá ser evaluada con estudios bien fundamentados.

Actualmente cada país utiliza distintos criterios y métodos para el diseño de mezclas asfálticas en función de su economía, cultura, clima y otros factores que afectan la adopción de un método que reproduzca el desempeño del concreto asfáltico.

Los métodos de diseño de mezclas asfálticas han evolucionado en el transcurso de los años. Esta evolución se ha logrado gracias a la incorporación de nuevos ensayos en el diseño o a la completa sustitución del método de diseño.

1.2 Descripción del problema

México ha sido pionero en el uso del Método Marshall para el diseño de sus mezclas asfálticas para pavimentos. Sin embargo, las condiciones de servicio a las que actualmente se ve sometido un pavimento asfáltico son muy distintas a las de antaño.

Aunado a lo anterior, las limitaciones del Método Marshall han motivado a muchos países desarrollar nuevos métodos de diseño o ensayos que complementen el que actualmente poseen.

Actualmente existen novedosos métodos para el diseño de mezclas asfálticas que reproducen de manera sobresaliente el desempeño de los materiales y de la mezcla. Desgraciadamente la inversión requerida para adquirir el equipo adecuado, supera la disposición que los organismos y empresas relacionadas con la materia pudieran tener.

Afortunadamente han sido desarrollados ensayos que su implementación a métodos de diseño como el nuestro resulta más económica sin demeritar el alcance de sus resultados.

La implementación de un nuevo ensayo a los procedimientos que actualmente se aplican requiere una evaluación de los resultados obtenidos, así como la trascendencia que puedan tener en el desempeño de las mezclas asfálticas.

1.3 Justificación

A principios de los 90's el parque vehicular en la ciudad de Monterrey era cerca de 400 mil vehículos, actualmente esta cifra se ha triplicado. El rápido incremento en su parque vehicular exige el continuo estudio de nuevas alternativas para mejorar los métodos de diseño de mezclas asfálticas que actualmente se practican en el país.

La necesidad de conocer el comportamiento de los materiales que comúnmente se emplean en la región para la fabricación de mezclas asfálticas, motiva a realizar su evaluación mediante criterios establecidos por organismos federales.

1.4 Objetivo

El objetivo de este trabajo es incluir ensayos de laboratorio que han sido empleados en otros países y recientemente en México, para complementar el método de diseño de mezclas asfálticas densas que actualmente se practica en nuestro país.

Es también propósito de este proyecto evaluar el desempeño de los materiales y mezclas asfálticas comúnmente empleados en la ciudad de Monterrey y zonas aledañas, para la construcción de pavimentos asfálticos siguiendo los criterios que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ha publicado en sus actuales normas.

1.5 Contenido de la tesis

En el Capítulo 1 se plantea la necesidad de mejorar el método y criterios que actualmente se aplican en nuestro país para el diseño de mezclas asfálticas como respuesta al incremento del parque vehicular y a la intensidad de carga para la que ha sido diseñado el pavimento asfáltico.

En el Capítulo 2 se pretende ubicar al lector dentro del marco de estudio del proyecto haciendo referencia a la complejidad de reproducir el comportamiento de las mezclas asfálticas y por ende el continuo cambio y perfeccionamiento de los métodos de diseño.

En el Capítulo 3 se plantea un panorama general de los factores que intervienen en el diseño de una mezcla asfáltica, así como una reseña histórica de los métodos de diseño y los ensayos propuestos para este proyecto.

En el Capítulo 4 se plantea la secuencia y descripción de los ensayos efectuados en el proyecto, así como las características que poseen los materiales a emplear en las mezclas asfálticas a diseñar.

El Capítulo 5 presenta la evaluación de las mezclas asfálticas diseñadas conforme a las normas publicadas por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes. También se presentan los resultados obtenidos a partir de la aplicación de los ensayos adicionales propuestos para el diseño de mezclas asfálticas.

En el Capítulo 6 se presentan las observaciones y comentarios obtenidos a partir de la implementación de los ensayos propuestos en el diseño de mezclas asfálticas. También se hacen recomendaciones sobre los materiales de la región empleados en este proyecto.

Por último, se presentan los anexos A, B y C. En el anexo A se encuentran los cálculos efectuados para determinar el contenido óptimo del asfalto mediante el método Marshall de las 5 granulometrías empleadas. El anexo B contiene los cálculos requeridos para evaluar las mezclas asfálticas por su resistencia a la tensión indirecta. Finalmente, en el Anexo C se presentan los resultados del ensayo de la máquina de pista y fotografías de las probetas ensayadas.

2. ANTECEDENTES

2. ANTECEDENTES

El diseño de mezclas asfálticas en México ha tenido una fuerte influencia de los Estados Unidos por ser nuestro vecino e indudablemente por ser precursor en el estudio y propuestas para métodos en el diseño.

La construcción de caminos pavimentados en México fueron registrados a inicios del siglo pasado. Estos eran construidos con criterios empíricos influenciados por experiencias observadas en otros países.

A mediados de la década de los 20's son consideradas normas extranjeras que eran muchas veces mal interpretadas o simplemente no eran adecuadas al entorno de nuestro país.

Fue en el año de 1957 cuando la Secretaria de Comunicaciones y Transportes edita sus primeras normas, las cuales eran una traducción de las publicadas por la ASTM en 1953. En ese tiempo se fijaron como normas de diseño para las mezclas asfálticas, los métodos Hveem y Marshall.

Aún cuando se especificaba cualquiera de los métodos Hveem y Marshall, lo que llegó a nuestro país fueron equipos Marshall y prácticamente todos los diseños se efectuaron con este equipo por ser el método más sencillo y que además era con el que se contaba.[12]

En esos tiempos el diseño Marshall contemplaba las siguientes características: VAM, vacíos en la mezcla, contenido del asfalto, valores de estabilidad y flujo

dando límites de los mismos. En cuanto al material pétreo, daba tolerancias en los valores de granulometría y fijaba como clasificación SUCS que la granulometría de la mezcla fuese un GW y se fijaban valores de plasticidad, desgaste y afinidad entre el pétreo y el asfalto.

Durante la década de los 70's el agregado pétreo utilizado en pavimentos asfálticos carecía de adherencia pues era cribado generalmente de ríos y en algunos casos se empleaban conglomerados.[12]

A partir de esas fechas, el método Marshall se ha convertido en el método de diseño de mezclas asfálticas densas por tradición en México, y solo se han adicionado o ajustado algunas pruebas y criterios de evaluación.

Actualmente se han diversificado las opciones de mezclas asfálticas. Se cuentan con mezclas de granulometría densa, abierta y semiabierta, así como morteros o micro-concretos asfálticos en frío o caliente. Además se tienen diferentes tipos de tamaño máximo del agregado que van de 9.5 mm. (3/8") a 37.5 mm. (1 1/2") en función del espesor de la carpeta.

Así mismo, existen otros métodos adicionalmente a Hveem y Marshall. El Cántabro es utilizado para diseñar mezclas abiertas y semiabiertas, y Hubbard Field para mezclas de mortero asfáltico.

No obstante, el promedio de vida de las mezclas asfálticas densas producidas en nuestro país es inferior al 60% de lo que duran los pavimentos en los países de Europa y en los Estados Unidos. [12]

En el panorama internacional, el método de diseño propuesto por Superpave ha incorporado novedosos equipos y criterios como respuesta a las condiciones actuales de servicio de las carpetas asfálticas, sin embargo el costo de adquisición es muy alto para países con recursos más limitados.

En España se han hecho estudios para incorporar ensayos útiles en la determinación de la resistencia a la fatiga y las deformaciones plásticas permanentes que son las principales variables de diseño de mezclas asfálticas.

En el año 2000, Martínez [16] realizó un estudio sobre el aseguramiento de la calidad de las mezclas bituminosas mediante la aplicación del Ensayo de Tensión Indirecta. En esta tesis se investigaban aquellas variables importantes que se obtenían a partir del Ensayo a Tensión Indirecta y que podían contribuir a detectar mezclas asfálticas que no cumplieran con lo especificado en el diseño.

Cepeda Aldape [17] durante el Tercer Congreso Mexicano del Asfalto realizado en Agosto del 2003 presentó un estudio sobre la aplicación del ensayo de tensión indirecta para el diseño de mezclas asfálticas densas, donde se evalúan mezclas empleando asfalto modificado con 3% de polímero SBS y como material pétreo, triturados de roca basáltica por ser el comúnmente utilizado en la zona centro del país.

**3. ANÁLISIS
DE
FUNDAMENTOS**

3. ANÁLISIS DE FUNDAMENTOS

3.1 INTRODUCCIÓN

La mezcla asfáltica es un material heterogéneo, compuesto por cemento asfáltico, agregado mineral y en ocasiones algún tipo de aditivo, que cumple con los requerimientos mínimos para proporcionar un eficiente desempeño bajo sus condiciones de servicio.

Para seleccionar adecuadamente los materiales son evaluadas, individual y conjuntamente, propiedades relacionadas con las características deseadas en la mezcla asfáltica.

Existen diferentes métodos de diseño de mezclas asfálticas dependiendo de las propiedades que se deseen evaluar o del tipo de mezcla a diseñar. En el presente capítulo se describen las características más importantes tanto de la mezcla asfáltica como de sus componentes, así como algunos métodos de diseño conocidos o practicados en nuestro país.

3.2 Cemento asfáltico

El asfalto es un componente natural de la mayor parte de los petróleos, en los que existe en disolución [8]. Procesos naturales han dado lugar a yacimientos en los que puede encontrarse mezclado con minerales, agua y otras sustancias. En otras pocas ocasiones se le ha encontrado libre de materias extrañas. Sin embargo, es comúnmente obtenido mediante el proceso de destilación del petróleo en refinerías.

Sin embargo, de la gran variedad de ligantes hidrocarbonados obtenidos del petróleo es principalmente el cemento asfáltico y sus derivados (emulsiones asfálticas y betunes fluidificados y fluxados) los que se emplean para la construcción de carreteras. También, en menor escala, los asfaltos naturales y los alquitranes son empleados todavía en algunos países

La incorporación del cemento asfáltico como elemento integrante de las mezclas para la capa de rodadura se debe a sus adecuados valores de adhesividad, resistencia, impermeabilidad, durabilidad y costo. Además de su alta resistencia a los ácidos, álcalis y sales.

Como parte integrante de la mezcla puede representar desde el 3% hasta el 10% en peso con respecto al agregado pétreo. En volumen, la proporción se sitúa entre el 8% y el 25%.

3.2.1 *Características del cemento asfáltico*

La necesidad de aprovechar las ventajas del cemento asfáltico como aglomerante ha provocado que ingenieros e investigadores estudien su peculiar comportamiento ante la susceptibilidad térmica y al tiempo de aplicación de la carga.

El asfalto es un material que puede ser considerado elástico lineal a bajas temperaturas y altas frecuencias de carga, pero presenta propiedades plásticas y viscosas a temperaturas más altas y velocidades bajas, de ahí que comúnmente se considere como un material visco-elástico.

Otra característica importante del asfalto es la oxidación o envejecimiento provocada por la reacción de sus moléculas orgánicas con el oxígeno del medio ambiente. La oxidación del asfalto debilita su estructura, resultando un asfalto más duro y frágil.

3.2.1.1 Origen

Esencialmente, este producto se obtiene de la destilación del petróleo crudo a través de las plantas de destilación primaria y de alto vacío. Por lo tanto, las propiedades del cemento asfáltico dependerán del origen del petróleo.

El petróleo puede clasificarse en tres grupos dependiendo de la estructura molecular que posean.

El petróleo de origen *parafínico* está integrado principalmente por hidrocarburos de la serie parafínica C_2H_{2n+2} , y contienen además una cantidad relativamente reducida de hidrocarburos nafténicos C_2H_{2n} y C_2H_{2n-2} . Por su baja adhesividad y elevada susceptibilidad térmica, los residuos asfálticos obtenidos de este tipo de petróleo requieren medidas especiales durante el proceso de destilación o un tratamiento posterior para utilizarse como impermeabilizantes y en tratamiento superficiales ligeros. Una de las ventajas del residuo del petróleo parafínico es su estabilidad.

El petróleo *asfáltico* está constituido en mayor medida por hidrocarburos de la serie nafténica C_2H_{2n} , C_2H_{2n-4} ó cicloparafinas. Junto a ellos, o combinados, se encuentran hidrocarburos de la serie aromática y parafínica. Típicamente, el petróleo de origen asfáltico posee un elevado peso específico y de él, son obtenidos residuos asfálticos con un gran poder aglomerante y aunque no son tan estables como los parafínicos son los más adecuados para la construcción de pavimentos flexibles.

El petróleo *semisólido* es una clasificación intermedia de los grupos anteriores. Por lo tanto, el uso del residuo asfáltico de origen semisólido en pavimentos será de acuerdo a la proporción de series parafínicas o nafténicas que posea.

En general, son obtenidos mejores productos a partir del crudo de petróleo rico en hidrocarburos de la serie aromática y nafténica.

La obtención del cemento asfáltico, a través de la refinación del petróleo, es otra variable que también influye en las características finales del producto. Al emplear este procedimiento se tiene la posibilidad de producir asfaltos líquidos de densidad y viscosidad controlables. El esquema de la Figura 2-1 da una idea del proceso para su obtención.

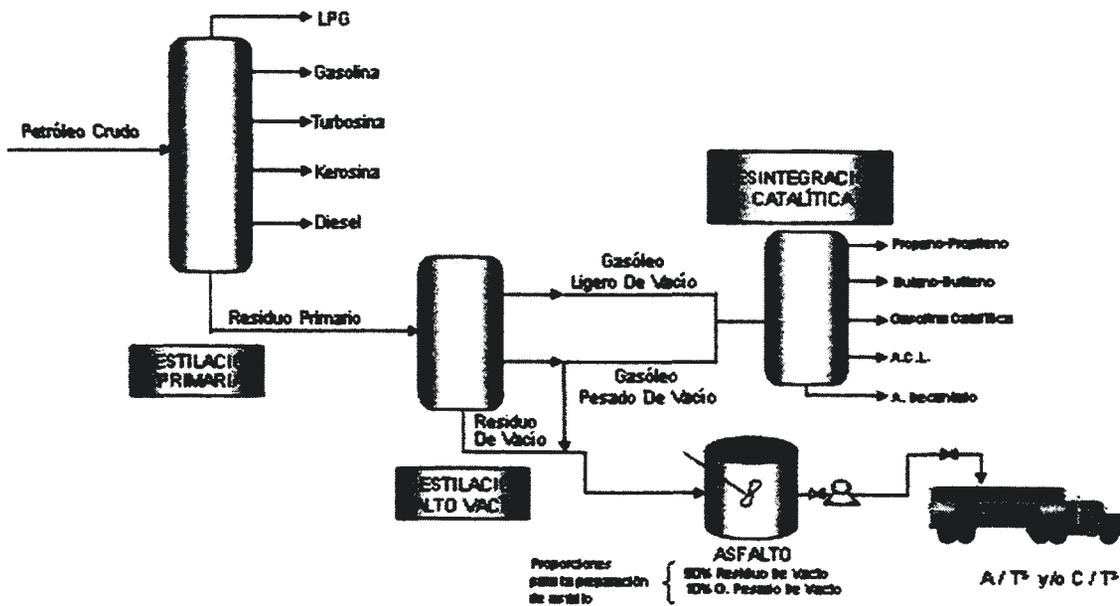


Figura 3-1 Diagrama del proceso de obtención del cemento asfáltico en una refinería

En México, existen seis refinерías de las cuales en cinco se produce actualmente cemento asfáltico para emplearse en carreteras. (Figura 3-2)

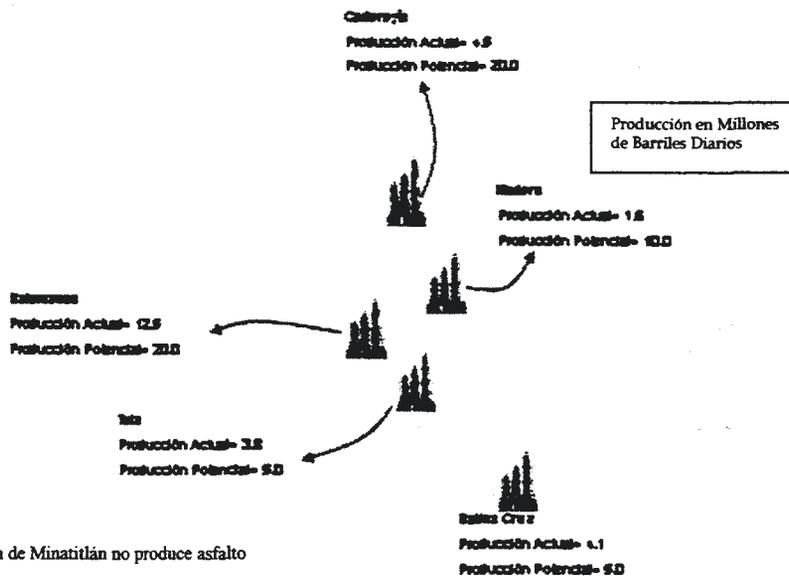


Figura 3-2 Ubicación y producción de las refinерías que producen asfalto en México

En la Figura 3-2 se observa que la producción del asfalto al día de hoy está muy por debajo de la capacidad potencial de las refinerías debido a que la producción se ve acotada por la demanda del país.

Para Monterrey, el abastecimiento de cemento asfáltico proviene principalmente de la refinería de Cadereyta, N.L. La refinería de Cadereyta produce 4.5 Millones de Barriles Diarios que corresponde a poco menos del 25% de su producción potencial. Sin embargo, la subproducción de la refinería corresponde a una demanda de poco menos de 1 Millón de Barriles Diarios solicitada por la zona noroeste del país.

3.2.1.2 Clasificación

La Secretaria de Comunicaciones y Transportes distingue al material asfáltico en función del vehículo que se emplee para su incorporación o aplicación, clasificándolo en emulsiones asfálticas, asfaltos rebajados y cementos asfálticos

Las *emulsiones asfálticas* son los materiales asfálticos líquidos estables, constituidos por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de cemento asfáltico. [21]

El empleo de emulsiones asfálticas se debe a la necesidad de trabajar en tiempo lluvioso y frío sin los inconvenientes de los asfaltos rebajados, además de evitar su calentamiento. Las emulsiones son la base actualmente de la denominada tecnología en frío.

Las características y el uso de la emulsión asfáltica dependen principalmente de la polaridad, velocidad de rotura y el contenido de cemento asfáltico.

Dependiendo de la polaridad positiva o negativa transferida a los glóbulos se les denomina emulsiones catiónicas (C) y aniónicas (A) respectivamente. En términos generales, las emulsiones aniónicas tienen buena adhesividad con los áridos calizos y las catiónicas con los silíceos.

A su vez la velocidad de rotura de una emulsión asfáltica es un factor decisivo para su aplicación en obra. De tal manera, existen emulsiones de rotura rápida (R), media (M), y lenta (L).

El contenido de cemento asfáltico en las emulsiones asfálticas varía desde 50 hasta 70 % en masa.

Con estas tres variantes las emulsiones asfálticas son clasificadas por la S.C.T. De tal manera que la designación EAM-65 se refiere a una emulsión asfáltica aniónica (A), de rompimiento medio (M) y con 65% de cemento asfáltico con respecto a su masa.

Los *asfaltos rebajados (cut-backs)* son los materiales asfálticos líquidos compuestos por un solvente o fluidificante. El solvente tiene la función de un aditivo durante la puesta en obra pero posteriormente se elimina por evaporación, quedando finalmente el cemento asfáltico puro.

Las características y proporción del fluidificante sirven para llegar a obtener un cemento asfáltico con las propiedades de aplicación deseadas. Las especificaciones mexicanas establecen dos tipos de emulsiones fluidificadas:

FR-3 (fraguado rápido), emplean solventes muy volátiles para su fluidificación, como la nafta y la gasolina

FM-1 (fraguado medio), son fluidificados con queroseno.

Los *cementos asfálticos* son asfaltos obtenidos del proceso de destilación del petróleo para eliminar solventes volátiles y parte de sus aceites. Su viscosidad varía con la temperatura y entre sus componentes, las resinas le producen adherencia con los materiales pétreos, siendo excelentes ligantes, pues al ser calentados se licúan, lo que les permite cubrir totalmente las partículas del material pétreo.[21]

Los diferentes tipos de cementos asfálticos son clasificados dependiendo de la viscosidad dinámica a 60 °C que estos presenten. Por ejemplo, la clasificación AC-20 se refiere a un cemento asfáltico con una viscosidad a los 60°C de 20 Pa·s.

Hasta 1981, en el Sistema Nacional de Refinarías eran producidos nueve tipos de asfaltos, sin embargo con el objetivo de estandarizar y brindar un producto de mejor calidad, este número se fue reduciendo hasta obtener 3 tipos de asfaltos que son los que actualmente se emplean para la construcción de pavimentos flexibles. (Figura 3-3)

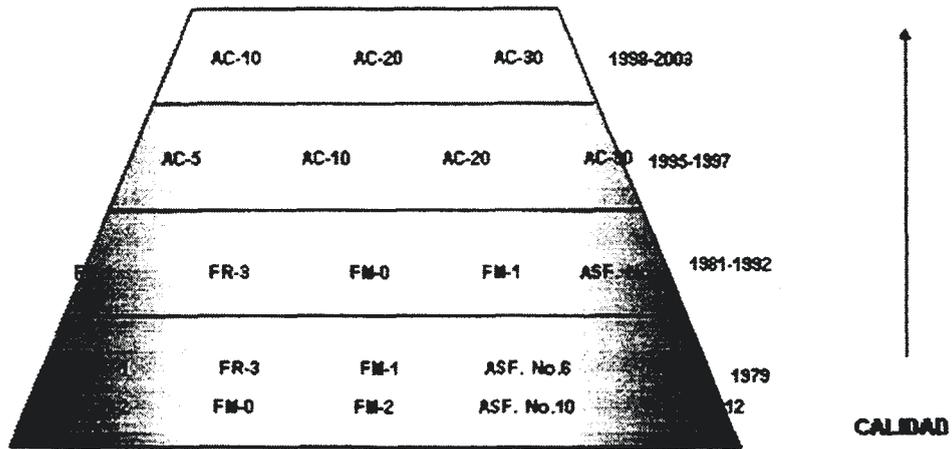


Figura 3-3 Evolución de la producción del cemento asfáltico en México

De acuerdo a la Figura 3-3, actualmente la producción del cemento asfáltico se concentra en AC-10, AC-20 y AC-30. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes recomienda el uso de estos productos como parte integrante de las mezclas asfálticas en caliente en función de la temperatura promedio registrada en la zona donde se vayan a emplear.(Figura 3-4)

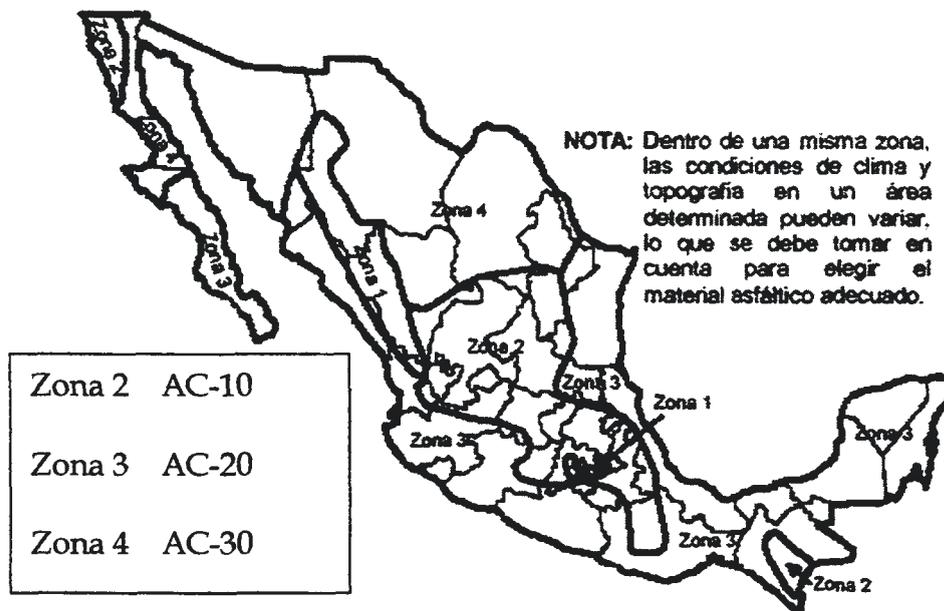


Figura 3-4 Regiones geográficas para la utilización de asfaltos en mezclas asfálticas en caliente

3.2.1.3 Modificadores del cemento asfáltico

En la actualidad los altos índices de tráfico vehicular y el exceso de carga han inducido a que ciertos productos sean incorporados a la mezcla con la finalidad de mejorar alguna de sus propiedades ingenieriles.

Por lo anterior se ha originado dentro de la clasificación de cementos asfálticos al igual que para las emulsiones asfálticas la posibilidad de modificarlos mediante la disolución o incorporación de polímero, fibras, hidrocarburos o hule molido de neumáticos.

Las propiedades ingenieriles que buscan mejorar en el cemento asfáltico son:

- Resistencia a la ruptura por fatiga
- Resistencia a la deformación permanente
- Disminución a la fragilidad con temperaturas muy bajas
- Aumento en la cohesión con altas temperaturas
- Mejorar la resistencia al impacto
- Disminuir el drenado de asfalto en mezclas de graduación abierta
- Reducir el endurecimiento debido al envejecimiento
- Disminuir la sensibilidad a la humedad
- Mejorar la adherencia de los agregados

En el caso particular de los polímeros, estos son clasificados en dos principales familias:

Plastómeros

Son muy resistentes ya que no se deforman fácilmente, además tienen mejores resultados a altas temperaturas, ayudan a reducir la deformación permanente y el agrietamiento por fatiga. Entre ellos se encuentra el EVA (estireno-acetato de vinilo), polietileno, polioleofina, poliisopreno y poli-propileno.

Elastómeros

Se caracterizan por su alto grado de elasticidad, sus moléculas son alargadas y delgadas y se alinean cuando se estiran, después recuperan su posición inicial si no sobrepasan su límite elástico. Ayudan a reducir la deformación permanente y agrietamiento por fatiga, tanto a bajas como altas temperaturas.

Entre ellos se encuentran los copolímeros de Estireno-Butadieno como SBS (estireno-butadieno-estireno), SBR (estireno-butadieno-caucho), TPE (terpolímero de etileno), hule reciclado y látex natural.

En México el mercado del asfalto modificado con polímero para mezcla en caliente se ha enfocado a utilizar principalmente 3 tipos de polímero: SBS (estireno-butadieno-estireno), EVA (estireno-acetato de vinilo) y TPE ELVALOY (terpolímero de etileno). [23]

3.2.2 *Propiedades del cemento asfáltico*

El uso eficiente de cualquier material implica conocer ampliamente las propiedades relacionadas a los fines para los cuales será destinado. El cemento asfáltico no es la excepción y como parte integrante de la mezcla asfáltica resultan decisivas sus propiedades químicas, mecánicas y reológicas.

3.2.2.1 Propiedades químicas

Las propiedades químicas se refieren a la composición y estructura coloidal del cemento asfáltico. Algunos ensayos efectuados para evaluar estas propiedades son: ensayo de la mancha, solubilidad, contenido de agua, punto de inflamación y el contenido de cenizas. Las propiedades químicas a evaluar son:

Composición

La composición se refiere a la identificación microscópica de las partes que conforman al asfalto para evaluar la afinidad con el material pétreo. De acuerdo al origen del crudo del cual proviene, el asfalto puede variar la proporción de sus principales componentes tal y como se presenta en la Tabla 3-1:

La composición química del cemento asfáltico es bastante compleja, razón por cual su caracterización se ha realizado principalmente mediante la evaluación de otras propiedades como las mecánicas y reológicas.

Tabla 3-1 Proporción de los principales componentes del asfalto

Elemento	Proporción
Carbono, %	82 - 87
Hidrógeno, %	9 - 11
Nitrógeno, %	0.2 - 1.2
Sulfuro, %	0.9 - 5.3
Oxígeno, %	0.2 - 0.8
Vanadio, ppm.	4 - 1400
Níquel, ppm	0.4 - 110

El sistema coloidal ha sido aceptado como el modelo más representativo de la estructura química del asfalto. En donde la fase dispersa (micelas) la constituyen los asfaltenos que son partículas pesadas. Por otro lado, la parte continua está formada por partículas más ligeras conocidas como maltenos que integran un fluido aceitoso. Por último se encuentran en el medio aceitoso, los ácidos asfálticos libres y las resinas asfálticas que tienen como función actuar como protectores del coloide y proporcionar estabilidad al sistema coloidal (Figura 3-5)

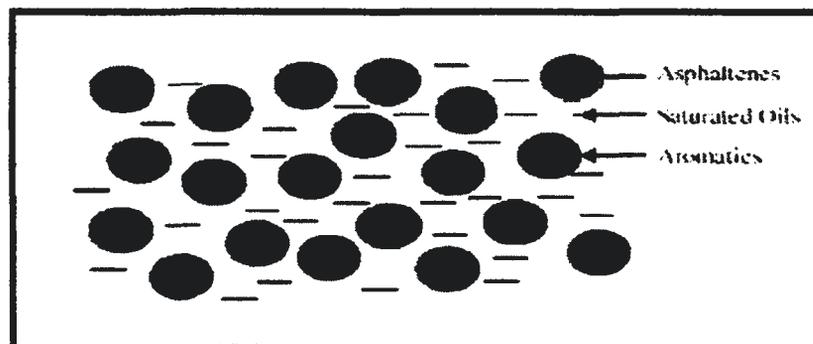


Figura 3-5 Sistema coloidal del cemento asfáltico

El comportamiento y propiedades del cemento asfáltico están fuertemente influenciados por la composición y proporción de asfaltenos y maltenos en el

sistema coloidal. Así pues, en función del contenido de asfaltenos pueden distinguirse dos tipos distintos de cementos asfálticos.

El cemento asfáltico de tipo *sol* contiene una menor proporción de asfaltenos y resinas, además tienen un comportamiento reológico fundamentalmente Newtoniano y como resultado una gran susceptibilidad térmica. La desventaja de este tipo de cemento asfáltico consiste en su baja resistencia a las deformaciones plásticas cuando es incorporado a mezclas asfálticas.

El cemento asfáltico tipo *gel* mantiene una mayor proporción de asfaltenos y resinas, además su comportamiento reológico es más complejo, que para el cemento asfáltico de tipo *sol*, aproximándose a un sólido viscoelástico no lineal y como resultado un producto más resistente a la susceptibilidad térmica. Para el cemento asfáltico tipo *gel* se logra una adecuada resistencia a las deformaciones plásticas.

Estructura

La estructura molecular se refiere a la identificación de las moléculas que integran al cemento asfáltico para determinar en base a la proporción de cada una de ellas las afectaciones que pueden originar en su comportamiento físico y químico.

El cemento asfáltico posee en su estructura una gran variedad de grupos químicos entre los que más destacan los alifáticos saturados o parafinas, los alifáticos con dobles enlaces olefínicos, los nafténicos o cicloparafinas y grupos con anillos aromáticos. Algunos ejemplos de estas moléculas se encuentran en la Figura 3-6.

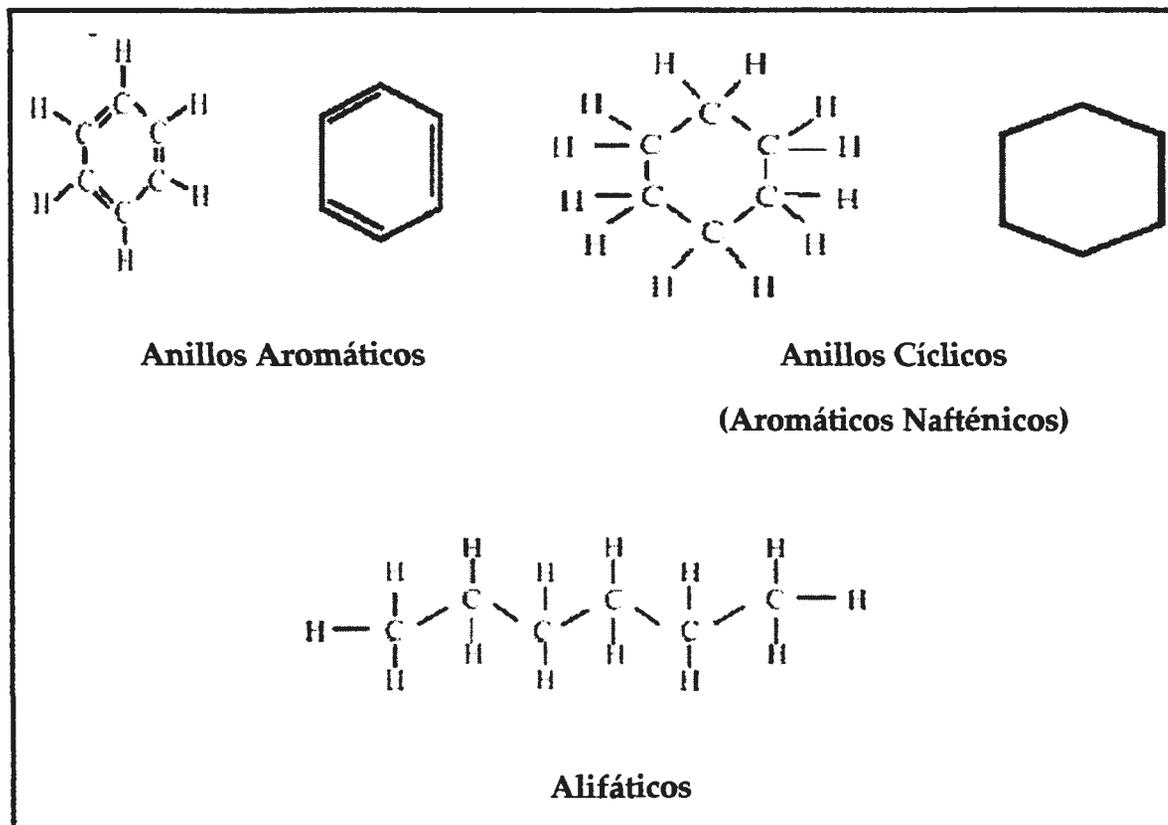


Figura 3-6 Principales moléculas que integran la estructura química del asfalto

3.2.2.2 Propiedades Mecánicas

Las propiedades mecánicas son las relacionadas al comportamiento que tendrá el asfalto frente a tensiones o deformaciones al incorporarse a la mezcla asfáltica.

Ductilidad

La ductilidad de un cemento asfáltico es la capacidad a deformarse por alargamiento sin que su masa se disgregue y es directamente proporcional a la temperatura. Para su evaluación se utilizan unos moldes (briquetas) para conformar una muestra de asfalto con una sección más angosta para inducir su

falla. El aparato de ductilidad provoca un estiramiento, regularmente a 5 cm/min, a la muestra acondicionada a 25°C para obtener la distancia en centímetros a la que se logra su disgregación. (M·MMP·4·05·010)

Fragilidad

La fragilidad se refiere a la resistencia al quiebre de una película de asfalto a bajas temperaturas. En el ensayo Fraass, una lámina metálica es recubierta con una capa de 0,5 mm de espesor de asfalto y es movida de una cierta manera. La temperatura es gradualmente reducida, y el valor al cual se produce la rotura de la capa de asfalto se denomina Temperatura Fraass. El ensayo Fraass nos da una indicación del riesgo de craqueo del asfalto a bajas temperaturas. Pueden obtenerse variaciones del resultado de este ensayo dependiendo del origen del crudo de petróleo con que se obtuvo el asfalto.

Cohesión

La cohesión de un asfalto se le atribuye a su capacidad de mantener su estructura molecular unida ante las sollicitaciones de carga. Esta propiedad es relacionada a diferentes temperaturas con la medida de energía absorbida por la ruptura de una película por el efecto del impacto de un péndulo. La cohesión que brinda el asfalto a las mezclas está directamente relacionada con su susceptibilidad térmica.

Rigidez

La rigidez (stiffness) de un asfalto también depende de la temperatura a la que se registre la medición. Como medio para controlar la rigidez del asfalto, suele controlarse la relación $G^*/\text{Sen } \delta$ a altas temperaturas ($>46^\circ\text{C}$) y $(G^*)\text{Sen } \delta$ a

temperaturas intermedias (entre 7° y 34°C). El módulo complejo (G^*) y el ángulo de fase (δ) son empleados dentro de las especificaciones Superpave. La rigidez de un asfalto es indirectamente proporcional a la temperatura.

Envejecimiento

El cemento asfáltico al ser un derivado del petróleo posee en su composición química moléculas orgánicas que al contacto con el oxígeno presente en el medio ambiente ocasiona su envejecimiento.

El envejecimiento se produce más rápidamente a altas temperaturas y es responsable del endurecimiento prematuro del cemento asfáltico. La etapa más crítica de envejecimiento se produce durante las altas temperaturas requeridas para su mezclado y compactación de la mezcla asfáltica, sin embargo durante sus años de servicio la oxidación es constante.

3.2.2.3 Propiedades Reológicas

La reología describe como se deforma en el tiempo un cuerpo sometido a esfuerzos producidos por fuerzas externas, y se puede definir como el estudio de los cambios en la forma y el flujo de la materia, abarcando elasticidad, viscosidad y plastidad.

Densidad

La densidad es la relación de masa por unidad de volumen y es muy importante para el cálculo de vacíos en mezclas asfálticas compactadas. En el estudio del cemento asfáltico, su densidad depende de la temperatura, clasificación y proceso de refinación del asfalto.

En general, el cemento asfáltico posee una densidad relativa muy cercana a la unidad, incrementando este valor de acuerdo al grado de penetración que este presente.

El ensayo para determinar la densidad relativa consiste en pesar un picnómetro lleno con agua destilada y comparar el peso del mismo picnómetro pero con asfalto hasta la mitad de su capacidad y el faltante se llena agua destilada. La densidad relativa se obtiene al relacionar la densidad del asfalto con la del agua.

Viscosidad

La viscosidad se define como la fricción interna de un fluido, causada por atracción molecular, la cual produce una resistencia al flujo. Para el cemento asfáltico es función de su temperatura, por lo que su determinación a diferentes temperaturas contribuye a la estimación de la susceptibilidad térmica. A mayor fricción, mayor es la cantidad de fuerza requerida para causar este movimiento, la cual es denominada fuerza de corte.

Típicamente las temperaturas para los ensayos que estiman la viscosidad se especifican a 60°C y 135°C con la finalidad de proporcionar valores límite de consistencia. La temperatura de 60°C (140°F) se eligió porque se aproxima a la máxima temperatura superficial de las calzadas en servicio pavimentadas y la de 135°C (275°F), porque se aproxima a la temperatura de mezclado y distribución de mezclas asfálticas en caliente para pavimentación.

Consistencia

La consistencia de un asfalto varía de estado sólido a líquido según la temperatura a la que se efectúe la medición. Los ensayos de viscosidad, penetración y punto de reblandecimiento evalúan esta propiedad, indicando como parte del resultado la temperatura del ensayo para su correcta interpretación.

El ensayo de penetración (M·MMP·4·05·006) obtiene empíricamente un parámetro de la consistencia del cemento asfáltico, en función de la distancia que logra penetrar una aguja estandarizada bajo una carga y tiempo especificado. La medida de la penetración es la longitud que penetró la aguja en el cemento asfáltico en unidades de 0,1 mm.

Susceptibilidad Térmica

La susceptibilidad térmica se refiere a la sensibilidad de otras propiedades del asfalto de acuerdo a la temperatura. La susceptibilidad térmica es una de las características más importantes del asfalto y gran parte de los modificadores del asfalto tienen por objetivo incrementar el rango dentro del cual el cemento asfáltico tendrá un comportamiento elástico.

De los ensayos de penetración y punto de reblandecimiento es obtenido un índice de penetración con el que se evalúa la susceptibilidad térmica. Valores entre -1 y 1 son recomendados para cementos asfálticos utilizados en carreteras, mientras que valores inferiores a -1 indican asfaltos susceptibles a la temperatura. Algunos cementos asfálticos que tienen un grado muy alto de ductilidad son también más susceptibles a la temperatura.

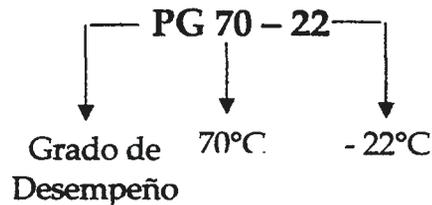
3.2.3 *Perspectiva del Sistema Superpave para la caracterización del cemento asfáltico*

El Sistema Superpave, cuyas siglas en español significan “Desempeño Superior de Pavimentos Asfálticos”, se desarrolló en 1987 como una especificación de materiales asfálticos. El sistema incluye además de la especificación para ligantes asfálticos y agregado minerales, un sistema de análisis y diseño de mezclas asfálticas en caliente (HMA) y un programa computacional que integra los componentes del sistema.

Dentro de las especificaciones relacionadas al ligante asfáltico se realizan innovadores ensayos para la caracterización de su desempeño. Además la clasificación y selección del cemento asfáltico más apropiado para cada situación específica se efectúa en base a su grado de desempeño (PG).

El Grado de Desempeño (PG) indica el rango de temperatura en el que el cemento asfáltico presentará adecuadas propiedades físicas durante su vida de servicio. Por lo tanto, en su nomenclatura además de incluir las siglas “PG” se anexan dos valores numéricos. Al primer valor se le conoce como el grado de alta temperatura, refiriéndose a la temperatura máxima donde conservará el comportamiento requerido. Al segundo valor se le ha llamado el grado de baja temperatura ya que

indica la mínima temperatura bajo la que mantendrá ese mismo buen comportamiento.



La evaluación de las propiedades físicas en el cemento asfáltico envejecido es una de las grandes diferencias con respecto a otros métodos anteriormente practicados. Además, el grado de envejecimiento es reproducido en función de la etapa del cemento asfáltico que se desee evaluar.

De tal manera, que durante la caracterización se reproduce el envejecimiento del cemento asfáltico durante el mezclado en caliente y la colocación (etapa de construcción) mediante el Horno de Película Delgada Rotatoria (RTFO) y un envejecimiento más severo para simular la oxidación producida por el paso de los años durante su vida de servicio con el Equipo de Envejecimiento a Presión (PAV).

Para la determinación de los grados de alta y baja temperatura son utilizados innovadores dispositivos que permiten conocer su comportamiento a distintas temperaturas.

El Reómetro de Corte Dinámico (DSR) permite conocer el módulo complejo de corte (G^*) y el ángulo de fase (δ) con los que se puede controlar la rigidez (stiffness) del cemento asfáltico. Los ensayos efectuados con este dispositivo se emplean para determinar el grado de alta temperatura.

El Viscosímetro Rotacional (RTV) tiene como función caracterizar la rigidez del asfalto cuando su comportamiento es prácticamente idéntico al de un fluido. La temperatura a la que se realiza normalmente el ensayo es a 135 °C. Sin embargo, se llegan a hacer otras mediciones variando la temperatura para determinar las temperaturas de mezclado y compactado del cemento asfáltico.

El Reómetro de Flexión (BBR) se emplea para conocer también la rigidez del asfalto pero a bajas temperaturas contribuyendo a la determinación del grado de baja temperatura del cemento asfáltico.

El Ensayo de Tensión Directa (DTT) complementa la identificación del grado de baja temperatura al identificar la deformación específica de falla en tensión en el cemento asfáltico.

3.3 Agregado pétreo empleado en mezclas asfálticas

El agregado pétreo es empleado en combinación con asfaltos de diversos tipos para preparar mezclas de utilidades muy diversas. Como los áridos constituyen normalmente el 90% en peso o más de la mezcla, sus propiedades tienen gran influencia sobre el producto terminado. Por lo tanto el control de las propiedades del agregado pétreo es tan importante como las del asfalto.

3.3.1 Características del material pétreo

El agregado pétreo, independientemente del origen, procedimiento para su obtención o mineralogía, debe proporcionar suficiente resistencia al corte bajo la aplicación de cargas repetidas por el tráfico.

Cuando la intensidad de la carga aplicada sobre una masa de agregado excede su resistencia al corte se genera un plano de falla, produciendo una deformación permanente. Por lo tanto, la resistencia al corte del agregado es sumamente importante en la estructura de la mezcla asfáltica porque proporciona principalmente la resistencia al ahuellamiento del pavimento.

Típicamente el agregado pétreo posee valores bajos de cohesión por sí solo, dado que la resistencia al corte está directamente relacionada con la fricción interna del material. Es por esta razón que agregado con textura rugosa y de forma cúbica se prefiere sobre agregado con textura lisa y redondeada.

A pesar de que partículas de forma cúbica puedan tener la misma resistencia inherente que las de forma redondeada al ser sometidas a la aplicación de carga, el agregado cúbico tiende a trabarse, debido a su mayor fricción interna, proporcionando una estructura del material más resistente, a diferencia del agregado redondeado que sus partículas tienden a deslizarse entre ellas.

Otro concepto relacionado con la resistencia al corte es la dilatancia. Este concepto se refiere a la expansión o incremento de volumen de la masa de agregados debido a la acción de tensiones de corte provocando que las partículas deban fracturarse o arrastrarse unas sobre otras.

Los materiales resistentes presentan mayor dilatación que los más débiles a causa de su mayor ángulo de fricción interna y densificación.

Los ensayos efectuados al agregado pétreo tienen como objetivo asegurar una adecuada estructura con gran resistencia al corte, estudiando la forma, textura, granulometría, resistencia al desgaste, afinidad con el asfalto y sanidad del mismo.

3.3.1.1 *Origen*

El agregado pétreo conserva las propiedades mineralógicas del material del que proceden sin importar el lugar de donde son obtenidos. Existen rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas del que se derivan los materiales encontrados en yacimientos, ríos, playas o triturados de alguna de estas rocas.

Rocas Ígneas

Las rocas ígneas resultan de la cristalización del magma o de la acumulación y consolidación de materiales expulsados por volcanes, como las cenizas. Al enfriarse el magma, los minerales se cristalizan y la roca resultante se caracteriza por el entrelazamiento de partículas minerales.

El magma que se enfría lentamente bajo la superficie de la tierra produce rocas ígneas intrusivas, por otro lado aquellas en las que el magma se enfría en la superficie se conocen como rocas ígneas extrusivas.

La textura de las rocas ígneas depende de la velocidad con la que se enfría el magma. Resultando en las rocas ígneas intrusivas textura de grano grueso (faneríticas) por su lento proceso de enfriamiento y al contrario en las rocas ígneas extrusivas se produce una textura de grano fino por su rápido proceso de enfriamiento (afanítica). También existen las rocas con textura de grano fino y grueso (porfídica) que presenta una combinación de granos minerales de tamaños marcadamente diferentes.

Dentro del grupo de rocas ígneas afaníticas se encuentran la riolita, la andesita y el basalto. Y son rocas ígneas faneríticas el granito, la diorita, el gabro y el peridotito.

Rocas Sedimentarias

Las partículas y el material disuelto producto de la desintegración de rocas ígneas extrusivas por el intemperismo, así como los restos vegetales o animales pueden ser transportados por el viento, el agua o el hielo y, con el tiempo, ser depositados

como sedimento. Este sedimento puede entonces compactarse o cementarse y formar una roca sedimentaria.

Las rocas sedimentarias componen aproximadamente el 75% de las exposiciones de superficie en los continentes y son clasificadas, en general, como detríticas o químicas.

Las rocas sedimentarias detríticas consisten en *detritus*, las partículas sólidas de las rocas preexistentes. Tienen una textura clástica, lo cual significa que estas rocas se componen de fragmentos o partículas conocidos también como clastos. Son clasificadas dentro de este grupo el conglomerado, la brecha sedimentaria, la roca arenisca, la arkosa, la limonita y la lutita.

Las rocas sedimentarias químicas se originan de los materiales incorporados en la solución durante el intemperismo químico. Estos materiales disueltos son transportados a los lagos y a los océanos, donde se concentran. Pueden tener una textura clástica o pueden ser de textura cristalina, lo cual significa que consisten de un mosaico de cristales entreverados.

Dentro de esta clasificación se encuentran la caliza, la dolomía, el yeso, el carbón mineral, el pedernal y las evaporizas.

En general, las rocas sedimentarias se ven afectadas en su resistencia al ser continuamente expuestas al proceso del intemperismo.

Rocas Metamórficas

Las rocas metamórficas resultan de la transformación de otras rocas, comúnmente bajo la superficie, por la temperatura, la presión y la actividad química de los fluidos. De acuerdo a su textura pueden clasificarse como foliadas o no foliadas y son el tamaño y la forma de los granos minerales quienes determinan si la foliación es fina o tosca

Las rocas metamórficas foliadas se caracterizan por tener minerales dispuestos en una forma paralela. La foliación que presentan son zonas de debilidad que inducen el camino de la falla.

Dentro de las rocas metamórficas foliadas se encuentran la pizarra, la filita, el esquisto, el gneis, la anfibolita y la migmatita.

En algunas rocas metamórficas, los granos minerales no presentan una orientación preferencial distinguible. En lugar de esto, tales rocas consisten en un mosaico de minerales un tanto equidimensionales y se caracterizan por tener textura no foliada.

Las rocas metamórficas pueden estar compuestas principalmente de un solo mineral, por ejemplo, el mármol o la cuarcita; y aquellas en que los diferentes granos minerales son demasiado pequeños para ser vistos sin ampliación, como la roca verde y la hornfels.

3.3.1.2 *Clasificación de acuerdo al proceso de obtención*

La forma de explotación tiene una decisiva importancia para la obtención de agregados de calidad, llegándose incluso a obtener un agregado pétreo aceptable de un procedencia mediocre o viceversa. En función de los métodos utilizados para la obtención de los áridos se tienen las siguientes las siguientes variantes.

Agregados Naturales

El agregado pétreo de origen natural es aquel que se emplea para la construcción de mezclas asfálticas tal y como se encuentra en su yacimiento. Son extraídos mediante la excavación de yacimientos de origen fluvial, eólico o marino.

Dependiendo del lugar o tipo de yacimiento será la forma y gradación del material, teniendo en las arenas de río altos contenidos de grava, sedimentos y arcillas donde su forma redondeada se debe a que han sido transportados y rodados por el agua.

Normalmente los agregados naturales no cumplen con los límites granulométricos recomendados por lo que deben ser cribados para posteriormente conformar una granulometría adecuada de diseño.

Agregados Procesados

Actualmente se prefieren los agregados procesados debido a la forma fracturada de sus partículas que resulta de la trituración de rocas. Los agregados procesados

conservan las mismas propiedades que las rocas de donde han sido obtenidos por lo que se tienen agregados sedimentarios, ígneos y metamórficos.

Los agregados calizos, abundantes en la región noreste del país, son producto de la trituración de rocas sedimentarias. Por esta abundancia y mayor economía en los procesos de trituración son utilizados en capas de rodadura, a reservas de que se trata de una roca fácilmente pulimentable.

Los agregados calizos poseen una buena afinidad con ligantes hidrocarbonatos, así como un bajo coeficiente de dilatación.

Los agregados de origen ígneo y metamórfico por su resistencia al pulimiento los hacen idóneos para emplearse como agregado grueso en capas de rodadura, tanto en mezclas asfálticas como en tratamientos superficiales. El basalto es de origen ígneo y abunda en el centro del país, sin embargo la dificultad en su trituración aumenta el costo de producción y por ende del pavimento.

Agregados Artificiales o Manufacturados

Típicamente, los áridos de origen artificial provienen de procesos industriales de los cuales son un subproducto, del tratamiento industrial de áridos naturales, de demoliciones o del reciclado de firmes existentes.

La razón de utilizar agregado pétreo de origen artificial ha sido por consideraciones de tipo ambiental, energético y por la escasez de áridos naturales, así como, la necesidad de características especiales.

Entre los áridos artificiales que son subproductos de procesos industriales se encuentran las gangas y desechos de explotaciones mineras y de canteras, escorias cristalizadas de alto horno, escorias de acería, cenizas volantes de centrales térmicas, escorias de la incineración de residuos sólidos urbanos, desechos de industrias cerámicas y del vidrio.

Existen también áridos artificiales que son conocidos como manufacturados. Este tipo de agregados son obtenidos a partir de procesos industriales pero regularmente de áridos naturales y su principal objetivo es lograr características especiales para capas de rodadura. Típicamente son usadas arcillas expandidas, sílice calcinada y bauxita calcinada.

3.3.2 *Propiedades*

3.3.2.1 Limpieza

Es fundamental que el agregado pétreo se encuentre, dentro de los límites establecidos por las normas correspondientes, exento de suciedad, arcilla u otras materias extrañas. La limpieza del agregado es determinante en su sensibilidad a la acción del agua y a la adhesividad con el asfalto.

3.3.2.2 Resistencia

La resistencia del agregado se refiere a la dureza o capacidad de absorber todos los esfuerzos inducidos al material durante todo el proceso y periodo de vida de un pavimento.

La resistencia a la compresión es una propiedad indispensable en el agregado pétreo para soportar su manipulación durante la construcción y la acción del tráfico una vez concluido el pavimento asfáltico.

La resistencia al desgaste del esqueleto mineral es un factor predominante en la evolución del comportamiento de una capa de firme después de su puesta en servicio [14].

Por último, la resistencia al pulimiento es la propiedad que evita la pérdida de aspereza en su textura superficial, tiene gran incidencia en la resistencia al deslizamiento de la capa de rodadura.

3.3.2.3 Textura superficial

La textura superficial es una propiedad física del agregado pétreo que contribuye significativamente en la adherencia entre llantas y pavimento. Las irregularidades superficiales de las partículas determinan su textura superficial, pudiendo clasificarse como rugosa o lisa.

Los agregados con textura rugosa se adhieren más fácilmente a la película del asfalto además incrementan la resistencia de los pavimentos.

Es importante hacer notar que la textura superficial (microtextura) toma vital importancia en la resistencia al deslizamiento cuando el tránsito de los vehículos se realiza a velocidades bajas, menores a 50 km/hr.

3.3.2.4 Forma de la partícula

La forma afecta a la resistencia mecánica de la partícula y por lo tanto de la mezcla. De acuerdo a su forma existen partículas redondeadas, cúbicas, lajas y agujas. Las lajas son partículas planas, con una dimensión muy inferior a las otras dos; las agujas son partículas alargadas, con una dimensión muy superior a las dos restantes. Debido a la facilidad con que se rompen durante la compactación o durante la acción del tráfico su presencia en el agregado pétreo es limitada en las especificaciones correspondientes.

Típicamente las partículas angulares son las que se buscan incluir en la mezcla, pues tienden a trabarse cuando son compactadas y resisten el desplazamiento.

3.3.2.5 Porosidad

La porosidad se refiere al número, tamaño, distribución, continuidad y accesibilidad de los huecos en el agregado. La porosidad está directamente relacionada con la cantidad de agua o asfalto que absorbe el material.

La presencia de agregado pétreo muy poroso provoca la incorporación de una cantidad adicional de asfalto para contrarrestar la que se ha absorbido. De ahí que normalmente se utilice material poco poroso a menos que se busquen otras características que posea el material.

3.3.2.6 Afinidad con el asfalto

La compatibilidad o afinidad con el asfalto se refiere a la capacidad de resistir la acción del agua sin presentar desprendimientos de la película de asfalto del agregado. Existen, de acuerdo a su afinidad con el agua, materiales hidrófilicos e hidrofóbicos.

Definitivamente los materiales hidrofóbicos son los que comúnmente se emplean para la construcción de pavimentos pues en presencia del agua se cargan positivamente debido al alto contenido de óxidos alcalinos y bajos contenidos de sílice.

3.3.2.7 Granulometría

Es una propiedad física fundamental de un conjunto de partículas que influye significativamente en su resistencia mecánica. En las normas correspondientes son publicados, en función del proyecto, límites granulométricos para restringir la granulometría de trabajo y asegurar un adecuado comportamiento de la mezcla.

Los límites granulométricos tienen por objetivo asegurar que el agregado desarrollara un esqueleto granular fuerte, mejorando su resistencia a la deformación permanente, a la vez que permite un suficiente volumen de vacíos para garantizar la durabilidad de la mezcla.

Típicamente son usadas granulometrías sensiblemente continuas, a fin de conseguir la máxima compacidad del conjunto, aunque también se emplean

granulometrías uniformes (caso del macadam) o discontinuas (como el "stone mastic asphalt").

El tamaño máximo del agregado pétreo está normalmente limitado por consideraciones relativas al espesor de la capa extendida, tabajabilidad y segregación.

En la práctica se estudian independientemente las características del agregado grueso y del agregado fino. La separación se ha establecido por la malla No. 4 (5 mm.), siendo agregado grueso todo el material que sea retenido por dicha malla y agregado fino aquel que pasa la malla No. 4 (5 mm.) pero retenido en la malla No. 200 (0.02 mm.).

El material menor a 0.02 mm. es considerado como relleno mineral (filler) y contribuye a la adhesividad del agregado e impermeabilidad de la mezcla, sin embargo su proporción y plasticidad en el concreto asfáltico es limitada pues a mayor finura se tendrá mayor superficie específica y como resultado mayor cantidad de asfalto.

3.3.3 *Perspectiva del Sistema Superpave sobre los Agregados Minerales*

De acuerdo al sistema Superpave, las características del agregado tienen un importante efecto en la resistencia a las deformaciones permanentes por lo que tanto las propiedades de consenso como las de origen son evaluadas para asegurar un adecuado desempeño de la mezcla asfáltica.

Las propiedades de consenso son consideradas críticas e imprescindibles en todos los casos para obtener un buen comportamiento de la mezcla asfáltica. Dentro de las propiedades de consenso se ubican:

- Angularidad del agregado grueso
- Angularidad del agregado fino
- Partículas alargadas y lajeadas
- Contenido de Arcillas

Por otro lado, las propiedades de origen se refieren a las propias de la fuente de donde son obtenidos dichos materiales. Por esta razón, para las propiedades de origen no existen valores críticos genéricos, sino que los límites son establecidos por agencias locales. Dentro de estas propiedades se encuentran:

- Tenacidad
- Durabilidad
- Materiales Deleterios

Las especificaciones norteamericanas para evaluar las propiedades anteriores son similares a las publicadas por la S.C.T. Sin embargo, el Sistema Superpave ha implementado un criterio distinto para asegurar que el agregado desarrolle un esqueleto granular fuerte, mejorando la resistencia a deformación permanente, a la vez que permite un suficiente volumen de vacíos, para garantizar la durabilidad de la mezcla. [18]

El criterio consiste en que la granulometría de diseño debe pasar entre unos puntos de control evitando una zona restringida. Además las aberturas de los tamices se

elevan a la potencia 0.45 y se grafican en el eje de las abscisas mientras que en las ordenadas representan el porcentaje de material que pasa.

Otro concepto importante dentro del método de selección es el de la recta de máxima densidad que representa la graduación para la cual las partículas del agregado se acomodan entre sí conformando el arreglo volumétrico más compacto posible.

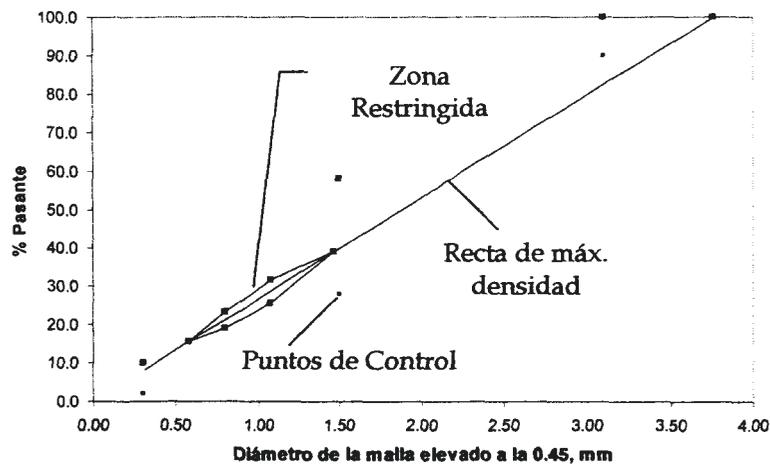


Figura 3-7 Criterio Superpave para la selección de la Granulometría de Diseño

3.3.4 Producción de triturados calizos en la zona noreste

El triturado de rocas calizas constituye el principal suministro de agregado pétreo para la ciudad de Monterrey. Las caliza son rocas sedimentarias que contienen por lo menos 50% de minerales de calcita (CaCO_3) y dolomita ($\text{Ca,Mg}(\text{CO}_3)$), predominando la calcita. Cuando prevalece la dolomita se denomina dolomía. La caliza es aglomerante, neutralizante, escorificante y fundente.

El territorio mexicano cuenta con grandes extensiones de superficies en las que afloran las calizas, ofreciendo una gran disponibilidad en este tipo de rocas. En 1998 se reportaron 27 estados productores, de los cuales, la región noreste (Coahuila, San Luis Potosí y Nuevo León) participa con el 23.7% del volumen de producción; en el sureste (Quintana Roo, Tabasco y Oaxaca) se concentra el 20.1%; en la porción occidental (Jalisco y Colima) el 19.0%; la parte central (Hidalgo y México) aporta el 16.2% y la noroeste (Sonora, Chihuahua y Baja California) contribuyen con el 10.8%.

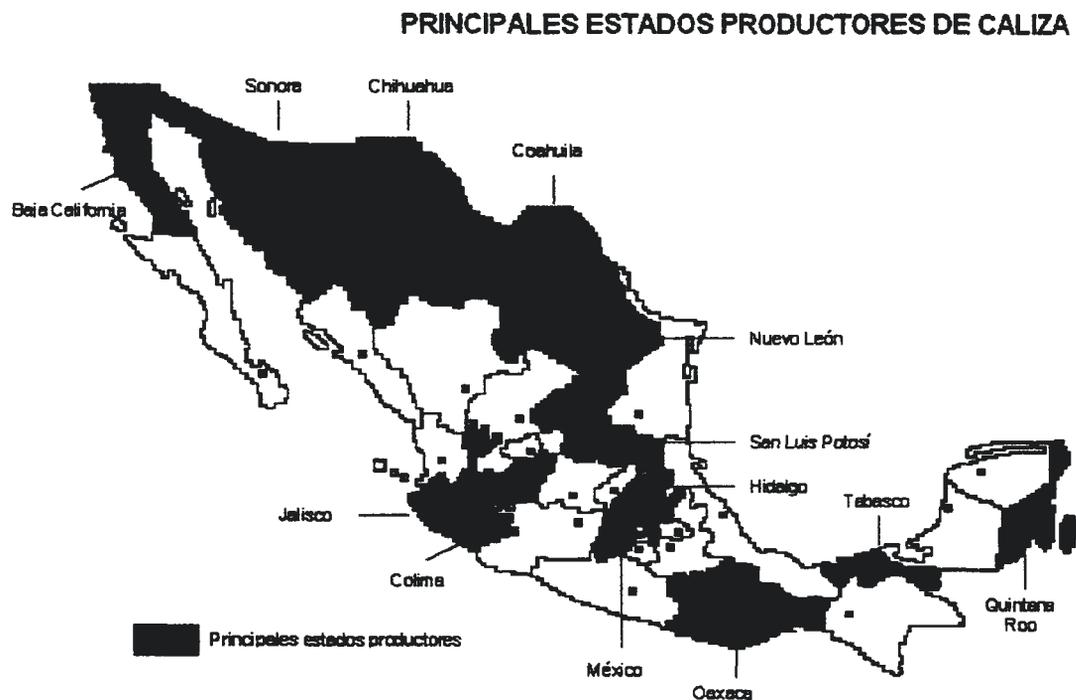


Figura 3-8 Principales Estados productores de caliza

El proceso de trituración por machaqueo es el método más utilizado para su obtención. La elección de cada uno de los componentes de las plantas trituradoras, así como su ensamblaje viene determinado por muy diversos condicionantes, tales como: tamaño de los bloques, contenido de estériles, abrasividad de la roca, perfil del terreno, etc. En la Figura 3-9 se representa una instalación formada por un alimentador-precibador y machacadora de mandíbulas.

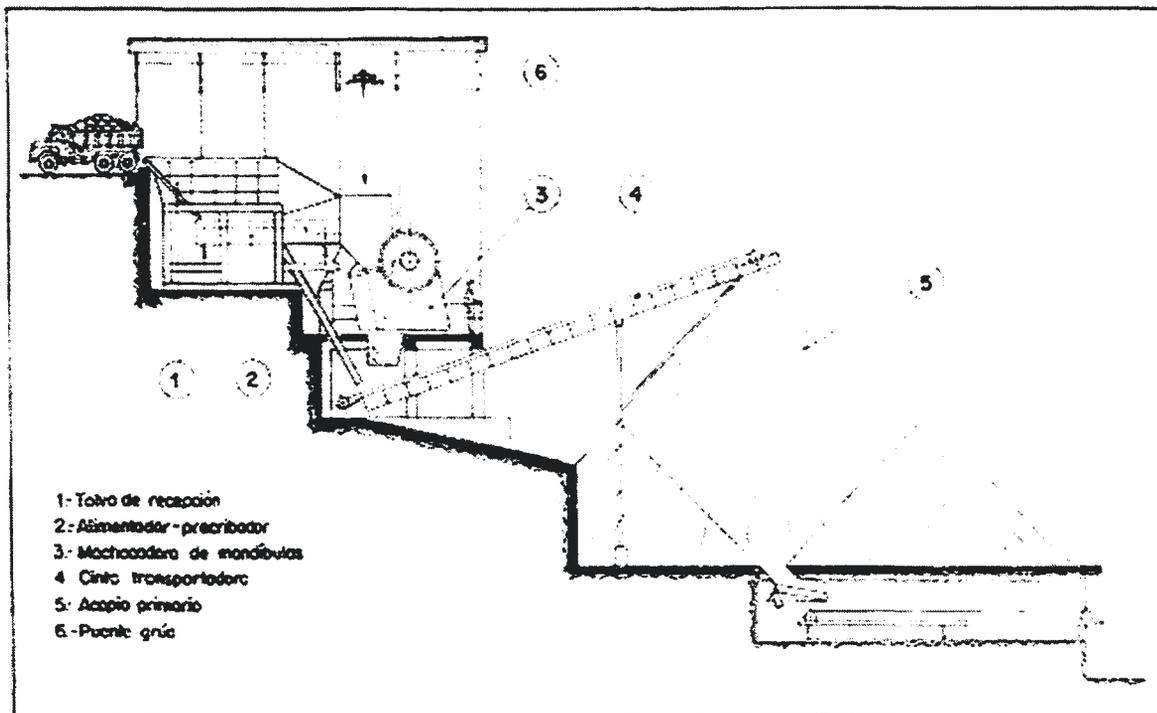


Figura 3-9 Instalación típica para la trituración primaria del agregado

3.4 Mezclas asfálticas

3.4.1 *Características de la mezcla asfáltica*

De acuerdo a las normas de la S.C.T., la mezcla asfáltica es el producto obtenido de la incorporación y distribución uniforme de un material asfáltico en uno pétreo.

Las mezclas asfálticas también conocidas como mezclas bituminosas o aglomerados bituminosos están formadas por una combinación de agregados minerales y un ligante hidrocarbonado, de manera que las partículas queden cubiertas por una película continua de éste.[14]

La fabricación se realiza de forma mecánica en centrales fijas o móviles para posteriormente ser transportada a la obra donde es extendida y compactada.

La granulometría de diseño a partir de la clasificación del material en fracciones uniformes es junto con la selección del contenido óptimo del asfalto parte primordial en la fabricación de la mezcla.

El comportamiento de la mezcla asfáltica es mejor representado cuando se visualiza al cemento asfáltico actuando junto con el agregado mineral como un sistema, en lugar de analizar por separado sus propiedades.

3.4.2 Clasificación

Actualmente, en México se hacen muchas clasificaciones de las mezclas asfálticas de acuerdo al parámetro para establecer las diferencias. Es importante mencionar que durante la etapa de diseño la clasificación de la mezcla se hace de acuerdo a los vacíos que presente y a la estructura del agregado.

3.4.2.1 Por el procedimiento de mezclado

Las actuales normas de nuestro país han agrupado a los distintos tipos de mezcla asfáltica de acuerdo al procedimiento utilizado para su mezclado.

Atendiendo a esta clasificación, son mezclas asfálticas en caliente aquellas elaboradas en una planta mezcladora estacionaria o móvil, provista del equipo necesario para calentar los componentes de la mezcla a temperaturas mayores de 110°C. Típicamente, estas mezclas son utilizadas en carpetas asfálticas de alta resistencia estructural o simplemente como capa de rodadura en función de la granulometría y tamaño nominal del agregado pétreo.

Son mezclas asfálticas en frío aquellas que emplean emulsiones asfálticas o asfaltos rebajados como aglutinante del material pétreo, además son elaboradas en una planta mezcladora móvil. Normalmente se utilizan en carpetas asfálticas con intensidad de tráfico igual o menor a un millón de ejes equivalentes, para bacheo o como refuerzo de pavimentos existentes.

Las mezclas asfálticas por el sistema de riegos son aquellas que requieren para su construcción la aplicación de uno, dos o hasta tres riegos de un material asfáltico, intercalados con una, dos o tres capas sucesivas de material pétreo triturado de tamaños decrecientes. Normalmente se colocan como capa de rodadura sobre una base impregnada o una carpeta asfáltica, nueva o existente, como capa de rodadura con el objeto de proporcionar resistencia al deslizamiento y al pulimiento.

3.4.2.2 Por el contenido de vacíos en la mezcla

La mezcla asfáltica de acuerdo al contenido de vacíos se clasifica en mezclas densas, semidensas, abiertas y porosas.

Las mezclas densas o también conocidas como cerradas son aquellas que poseen menos del 6% de vacíos. La mezcla densa ha sido ampliamente utilizada en el territorio nacional debido a la impermeabilidad que posee, garantizando la protección de las capas inferiores del pavimento. Actualmente la S.C.T. proporciona límites granulométricos dependiendo de la intensidad de tráfico y el tamaño nominal empleado en la granulometría de diseño.

Las mezclas semidensas o semicerradas contienen de un 6% a un 12% de vacíos y la estructura de su agregado pétreo puede contener como máximo partículas con tamaño nominal de hasta 12.5 mm ($\frac{1}{2}$ "). Los límites granulométricos especificados en la norma de la S.C.T. son más flexibles con las partículas mayores a 2 mm (Malla No. 10) y se proporcionan en función del tamaño nominal y de la presencia o ausencia de hule molido en la mezcla.

Las mezclas abiertas son aquellas que contienen de un 12% a un 20% de vacíos por lo que el contenido de finos en su granulometría es muy escaso. Al igual que las mezclas semidensas, la estructura de su agregado pétreo puede contener como máximo partículas con tamaño nominal de hasta 12.5 mm ($\frac{1}{2}$ "). Los límites granulométricos propuestos por la S.C.T. permiten la ausencia de relleno mineral (filler) logrando una mezcla flexible y permeable.

Las mezclas drenantes por contener más del 20% de vacíos son bastante permeables y muy flexibles logrando desalojar el agua rápidamente hacia las cunetas y adaptarse a los asentamientos del cuerpo del pavimento sin que se presenten fisuras o agrietamientos. Sin embargo estas mezclas se recomiendan usar en pequeños espesores y sobre carpetas asfálticas existentes que garanticen la impermeabilidad para las capas inferiores.

3.4.2.3 Por el tamaño del agregado

De acuerdo a esta clasificación, aquellas mezclas que poseen como tamaño máximo partículas mayores de 5 mm. son consideradas como de textura gruesa. Las mezclas con textura gruesa son regularmente empleadas como carpetas asfálticas y aportan al pavimento la rugosidad y aspereza debido al tamaño y origen del agregado.

Las mezclas con textura fina contienen partículas menores de 5 mm. y no poseen capacidad estructural por lo que son empleadas únicamente como tratamientos superficiales. La S.C.T. identifica a las mezclas de textura fina como morteros asfálticos regularmente aplicados en frío, además permite la ausencia de relleno mineral en la estructura del agregado pétreo.

3.4.2.4 Por la estructura del agregado

Las mezclas que tienen un esqueleto mineral resistente contribuyen a la cohesión de la estructura mediante el rozamiento interno de sus agregados. Un esqueleto mineral resistente puede lograrse cuidando no exceder el contenido de finos o arena de acuerdo a la frecuencia de distribución acumulada. Las mezclas con esqueleto mineral resultan más económicas debido a que su contenido de ligante es reducido.

Un esqueleto mineral débil ocasiona que la mezcla dependa en demasía de la rigidez (stiffness) del cemento asfáltico para lograr una adecuada resistencia al corte. Por lo anterior, se recomienda el uso de un ligante asfáltico muy duro y su empleo se limita a climas fríos y húmedos que requieran de gran impermeabilidad del pavimento.

3.4.2.5 Por su granulometría

Las mezclas con granulometría continua poseen una distribución uniforme logrando que los vacíos originados por las piedras más grandes sean ocupados por material más fino.

Por su parte, las mezclas con granulometría discontinua tienen curvas intermitentes, es decir, solo contienen material de tamaños específicos originando mezclas bastante impermeables.

3.4.2.6 Por las fracciones de agregado en la mezcla

De acuerdo a las fracciones de agregado pétreo que se aporten para conformar la estructura de la mezcla asfáltica se obtienen cuatro variantes.

El mástico bituminoso es una combinación únicamente de cemento asfáltico con relleno mineral (filler), lo que resulta en una mezcla sin gran resistencia pero con alta impermeabilidad.

El mortero bituminoso se obtiene con la combinación de agregado fino con cemento asfáltico.

Se le conoce como macadam bituminoso a la combinación de agregado grueso con cemento asfáltico.

El concreto asfáltico es una mezcla bituminosa en donde las partículas de agregados están esencialmente graduadas de manera continua para formar una estructura entrelazada. En general está compuesto por agregado grueso más mortero asfáltico.

3.4.3 *Propiedades de la mezcla asfáltica*

3.4.3.1 Estabilidad

La estabilidad se refiere a la capacidad de soportar esfuerzos de tensión provocados por el paso de vehículos sin producir desplazamientos ni deformaciones en la carpeta asfáltica. Una mezcla estable evita la formación de

ahuellamientos (roderas), ondulaciones y otros deterioros que indican cambios en la misma. En resumen, la estabilidad es la resistencia a la deformación y su valor se incrementa entre más angulosas (macrotextura) y ásperas (microtextura) sean las partículas del agregado. En España se emplea el ensayo de pista de laboratorio (NLT-173) para evaluar la susceptibilidad a las deformaciones plásticas.

El Instituto del Asfalto plantea algunas causas y sus efectos atribuidos a la baja estabilidad en la mezcla asfáltica. (Ver Tabla 3-2)

Tabla 3-2 Causas y efectos relacionados con la baja estabilidad

CAUSA	EFEECTO
Exceso de cemento asfáltico en la mezcla	Ondulaciones, ahuellamientos y exudación
Exceso de arena de tamaño medio en la mezcla	Baja resistencia, ahuellamientos y exudación
Material pétreo con pocas o ninguna cara de fractura.	Ahuellamiento

3.4.3.2 Durabilidad

La durabilidad de la mezcla es la propiedad de resistir la desintegración del agregado, cambios en las propiedades del asfalto y separación de la película del asfalto debidos a la acción combinada del tráfico y factores naturales, así como el derrame de sales fundentes, aceite o combustibles.

La durabilidad mejora conforme se incrementa el contenido de asfalto en la mezcla. Acción contraria sucede con la estabilidad, por lo que es necesario encontrar un punto de equilibrio entra las dos variables.

En la **Tabla 3-3** se presentan algunas causas y efectos de la poca durabilidad en la mezcla asfáltica.

Tabla 3-3 Causas y efectos relacionados con la baja durabilidad

CAUSA	EFEECTO
Bajo contenido de asfalto en la mezcla	Endurecimiento prematuro del betún y desintegración por pérdida del árido
Alto contenido de vacíos debido al diseño o a la falta de compactación.	Endurecimiento prematuro del betún seguido por agrietamiento o desintegración
Material pétreo susceptible al agua	Desprendimiento de la película de asfalto, dejando un pavimento desgastado o desintegrado

3.4.3.3 Impermeabilidad

Se define como la resistencia al paso del agua y aire a través de la mezcla asfáltica. Esta propiedad está relacionada directamente con el tamaño y porcentaje de vacíos que posee la mezcla compactada.

La impermeabilidad a diferencia de las propiedades anteriores se requiere pero con limitantes, pues también es necesario el paso restringido del agua a través de la mezcla. Las limitaciones se expresan en función del porcentaje de vacíos permitidos por las normas correspondientes. En la **Tabla 3-4** se enlistan nuevamente algunas causas y sus efectos debido a la baja impermeabilidad en la mezcla asfáltica.

Tabla 3-4 Causas y efectos relacionados con la baja impermeabilidad

CAUSA	EFEECTO
Bajo contenido de asfalto en la mezcla	Endurecimiento prematuro del betún y desintegración por pérdida del árido
Alto contenido de vacíos debido al diseño o a la falta de compactación.	Endurecimiento prematuro del betún seguido por agrietamiento o desintegración
Material pétreo susceptible al agua	Desprendimiento de la película de asfalto, dejando un pavimento desgastado o desintegrado

3.4.3.4 Trabajabilidad

Es la facilidad con la que la mezcla asfáltica puede ser colocada y compactada. La trabajabilidad está relacionada principalmente a la estructura mineral y en menor medida a la viscosidad del ligante.

La Tabla 3-5 menciona algunas causas y efectos producto de una mala trabajabilidad.

Tabla 3-5 Causas y efectos relacionados con la baja trabajabilidad

CAUSA	EFEECTO
Tamaño máximo de partícula grande	Dificultad para colocar
Exceso de árido grueso	Dificultad para compactar
Temperatura muy baja de mezclado	Dificultad para compactar, árido sin recubrir, mezcla poco durable
Exceso de arena de tamaño medio	Mezcla que se desplaza, muy blanda
Bajo contenido de relleno mineral (filler)	Mezcla blanda, muy permeable
Alto contenido de relleno mineral (filler)	Mezcla muy viscosa, difícil de manejar, poco durable

3.4.3.5 Flexibilidad

La flexibilidad de la mezcla asfáltica se refiere a la capacidad de acomodarse después de un movimiento o asentamiento del cuerpo del pavimento sin que se presenten fisuras o agrietamientos.

3.4.3.6 Resistencia a la fatiga

La resistencia a la fatiga se refiere a la capacidad de soportar la flexión repetida bajo las cargas de tráfico, además de resistir el efecto de las bajas temperaturas sobre el pavimento. La resistencia por fatiga implica seleccionar materiales resilientes, es decir, capaces de resistir la aplicación de cargas repetitivas. El deterioro más común a falta de esta propiedad es conocido como “piel de cocodrilo”.

A continuación, en la Tabla 3-6 se presentan las causas y efectos debidos a la falta de resistencia a la fatiga.

Tabla 3-6 Causas y efectos relacionados con la baja resistencia a la fatiga

CAUSA	EFEECTO
Bajo contenido de asfalto	Agrietamiento por fatiga
Alto contenido de vacíos debido al diseño o a la mala compactación	Envejecimiento temprano del betún, seguido por agrietamiento por fatiga
Espesor insuficiente en capas	Flexión excesiva seguida por agrietamiento por fatiga

3.4.3.7 Resistencia al deslizamiento

La capacidad de mantener la adherencia del neumático con la superficie de la carpeta asfáltica, especialmente cuando ésta se encuentra mojada. La resistencia al deslizamiento se encuentra estrechamente relacionada con la rugosidad (microtextura) y aspereza (macrotextura) que presente el agregado pétreo.

La microtextura es la textura superficial de los agregados de una superficie de rodamiento e interviene en la adherencia entre llantas y pavimento. La microtextura es un valor cualitativo que describe que tan pulida o áspera se encuentra la textura de los agregados. La magnitud de las irregularidades del agregado es un valor inferior a 0.5 mm.

Por su parte, la macrotextura se define como las depresiones o el relieve que presenta una superficie de rodamiento respecto a un plano. Al igual que la microtextura puede medirse cualitativamente, calificando a la superficie como pulida o áspera en función de la ausencia o presencia de esta característica. La magnitud de las depresiones puede alcanzar valores desde 0.50 hasta 50 mm.

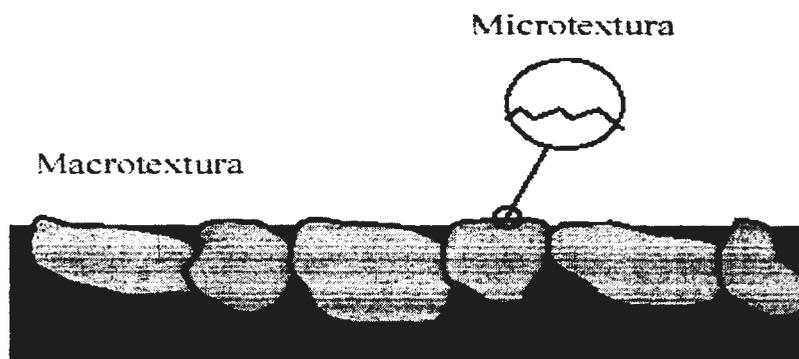


Figura 3-10 Macrotextura y microtextura de una mezcla asfáltica

La resistencia al deslizamiento junto con la resistencia a la fatiga son unas de las principales propiedades requeridas en las condiciones de servicio de un pavimento asfáltico.

El Instituto del Asfalto propone algunas causas y efectos debidos a la poca resistencia al deslizamiento que se presentan en la **Tabla 3-7**

Tabla 3-7 Causas y efectos relacionados con la baja resistencia al deslizamiento

CAUSA	EFEECTO
Exceso de betún	Exudación, poca resistencia al deslizamiento
Árido mal graduado	Pavimento liso, posibilidad de hidroneo
Árido pulido en la mezcla	Poca resistencia al deslizamiento

3.4.4 *Comportamiento y Mecanismos de deterioro de pavimentos flexibles*

De forma general, el comportamiento de un pavimento flexible puede describirse de la siguiente manera:

- Un pavimento flexible sometido al paso repetido de vehículos pesados experimenta deformaciones intermitentes de tensión en las capas de mezcla bituminosa. Estas deformaciones dan origen a la formación de fisuras que con el tiempo fracturan todo el espesor de las capas de mezcla bituminosa, debilitando la estructura y permitiendo el acceso del agua de lluvia a las capas inferiores, perdiendo éstas su capacidad de soporte. Las tensiones que aparecen entonces en la subrasante aumentan y la capacidad de esta capa para resistirlas sin deformaciones se reduce, pues desaparece la cohesión y

disminuye el rozamiento interno en los materiales granulares. El firme deja por tanto de cumplir adecuadamente sus funciones.[13]

El párrafo anterior justifica la necesidad de investigar sobre los mecanismos de deterioro en un pavimento flexible para comprender y proponer métodos que simulen de mejor manera el comportamiento de las mezclas asfálticas.

3.4.4.1 Fisuración por Fatiga

La fisuración por fatiga es resultado del paso repetido de las cargas vehiculares a altas velocidades en condiciones de bajas temperaturas provocando un comportamiento elástico en la mezcla asfáltica. Por lo tanto, capas de pavimento delgadas, muy rígidas, sujetas a altas deflexiones por cargas repetidas son más susceptibles al fisuramiento por fatiga.

La resistencia al fisuramiento por fatiga implica seleccionar materiales resilientes, es decir, capaces de resistir la aplicación de cargas repetitivas. Además es necesario mantener seca la subrasante y seleccionar materiales que no sean tan susceptibles a la presencia del agua. Por último, incrementar el espesor de los pavimentos para impedir la reflexión de grietas.

En el laboratorio, existen tres principales tipos de pruebas para caracterizar la fisuración de la mezcla asfáltica por la fatiga.

- Las pruebas de flexión
- Pruebas de tensión-compresión
- Pruebas de corte

En la Figura 3-11 se presentan los ensayos típicos efectuados para cada uno de los casos anteriores. Dentro de las pruebas de flexión pueden existir variaciones en el número de puntos donde la probeta es sometida a esfuerzos de flexión, además de las dimensiones de la probeta a ensayar.

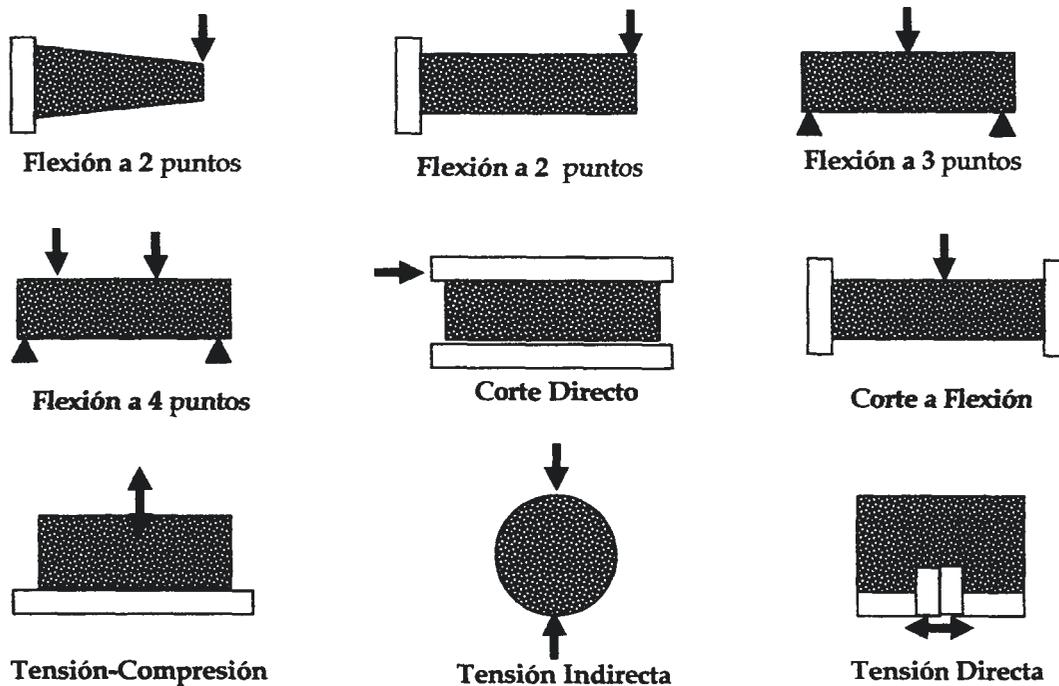


Figura 3-11 Diferentes pruebas de laboratorio para caracterizar la fatiga en Mezclas

3.4.4.2 Fisuración por Temperatura

La fisuración por temperatura es un mecanismo de deterioro causado por la contracción a bajas temperaturas en la superficie del pavimento. Los esfuerzos de tensión y las deformaciones se incrementan en mezclas con cementos asfálticos duros.

Por lo tanto, la incorporación de cementos asfálticos blandos y resistentes al envejecimiento, así como el control de vacíos aportan características resistentes a la fisuración por bajas temperaturas en la mezcla asfáltica.

En México, debido al rango de temperatura promedio que presenta la mayor parte de sus Estados, la fisuración por temperatura no es un mecanismo de deterioro común en sus pavimentos flexibles.

3.4.4.3 Deformaciones Plásticas Permanentes

Las deformaciones plásticas permanentes resultan ser el mecanismo de deterioro más relevante de las carreteras que están en servicio. Este mecanismo de daño es considerado comúnmente en el diseño de la mezcla asfáltica mediante la estabilidad y fluencia Marshall aunque en diseños más estrictos se requiere complementar los resultados con otros ensayos como el de pista (Wheel Tracking Test) o el de la máquina giratoria y actualmente con los de corte del Superpave y los triaxiales dinámicos.

La presencia de deformaciones plásticas permanentes o comúnmente llamadas ahuellamiento son resultado de una mezcla asfáltica con una baja resistencia al corte.

La resistencia al corte es modelada mediante la ecuación de Mohr-Coulomb. A partir de ésta ecuación se puede ilustrar la forma en que el asfalto y los agregados evitan la aparición del ahuellamiento en un pavimento flexible.

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{Tan}\phi$$

La cohesión (c) en la mezcla asfáltica es aportada por la resistencia al corte que presenta el asfalto. Por lo tanto, un asfalto no sólo duro sino con un comportamiento semejante al de un sólido elástico a altas temperaturas asegura una resistencia al corte adecuada.

El ángulo de fricción interna (Φ) es la aportación correspondiente al agregado pétreo. La cubicidad y rugosidad del agregado, además de granulometrías que desarrollen un buen contacto partícula-partícula son características que incrementan los valores del ángulo de fricción interna.

Es importante puntualizar que la temperatura es un factor muy importante en el ahuellamiento de mezclas asfálticas, por lo que es conveniente considerar en el diseño además de la temperatura máxima del ambiente también el gradiente de temperatura con respecto al espesor del pavimento.

El proceso que sigue un pavimento a las deformaciones permanentes, inicia desde su apertura de servicio donde ocurre la fase de consolidación. Posteriormente, con el incremento de repeticiones de carga las deformaciones registradas comienzan a disminuir. Por último, como signo del deterioro total del pavimento se incrementan nuevamente los valores de la deformación.

3.5 Métodos para el diseño de mezclas asfálticas

Dentro de los métodos que estrictamente sirven para dosificar, se pueden a su vez establecer dos familias.

Los métodos basados en la determinación directa o indirecta de la superficie específica se basan en la estimación de la película de asfalto en función de la superficie a envolver del agregado y del destino de la mezcla. Son métodos rápidos y sencillos, pero tienen el inconveniente de su imprecisión.

Los métodos basados en ensayos mecánicos son recomendados únicamente cuando se efectúan dentro de una metodología que incluya los demás aspectos del problema y existan especificaciones sobre los valores de los parámetros de formulación.

El Instituto del Asfalto define las premisas generales sobre las que se basa cualquier método de diseño como:[8]

Suficiente contenido de ligante para asegurar la durabilidad de la mezcla, suficiente estabilidad a la repetición de las cargas y las acciones del clima, suficientes vacíos en la mezcla compactada para permitir una compactación adicional bajo tránsito y una ligera expansión del asfalto con la temperatura para evitar exudaciones, un contenido máximo de vacíos para limitar la permeabilidad de la mezcla, suficiente trabajabilidad y para mezclas en superficies de rodamiento que tengan una textura adecuada para proveer de suficiente resistencia al deslizamiento en condiciones climáticas adversas.

En México, existen los métodos Hvemmm y Marshall para dosificar mezclas densas. El Cántabro utilizado para diseñar mezclas abiertas y semiabiertas, y el Hubbard Field para mezclas de mortero asfáltico.

Existen sin embargo procedimientos de mayor alcance con los que se pretende caracterizar el comportamiento reológico de la mezcla y observar el comportamiento de la mezcla asfáltica frente a fatiga, deformaciones plásticas y agrietamiento por temperatura. Estos procedimientos resultan mucho más complejos y aunque anteriormente su empleo se reducía al ámbito de la investigación actualmente el procedimiento denominado Superpave ha generado grandes expectativas debido a sus innovadores criterios para la caracterización de mezclas asfálticas.

3.5.1 Método Marshall (M·MMP·4·05·031)

Desarrollado por Bruce Marshall quien colaboraba para el "Mississippi State Highway Department". Posteriormente, en 1943 fue mejorado por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos de Norteamérica e incluido en la norma ASTM D 1559 y AASHTO T 245.

El método Marshall se basa en el ensayo mecánico del mismo nombre. Consiste en la rotura de probetas cilíndricas de 101.6 mm. de diámetro y 63.5 mm. de altura a 60°C mediante la aplicación de una mordaza perimetral que ejerce una velocidad de deformación constante de 50.8 mm/min. Su objetivo es determinar el Contenido Óptimo de Asfalto que una mezcla densa requiere estableciendo un punto de equilibrio entre la durabilidad de la mezcla, que aumenta con el contenido de asfalto, y su estabilidad, que tras alcanzar un máximo desciende con rapidez al

aumentar dicho contenido de betún.

Se define como estabilidad Marshall a la carga de rotura de la probeta y como deformación o flujo Marshall al acortamiento diametral hasta el momento de rotura. Ambos valores son obtenidos de la curva que resulta al graficar la secuencia del ensayo.

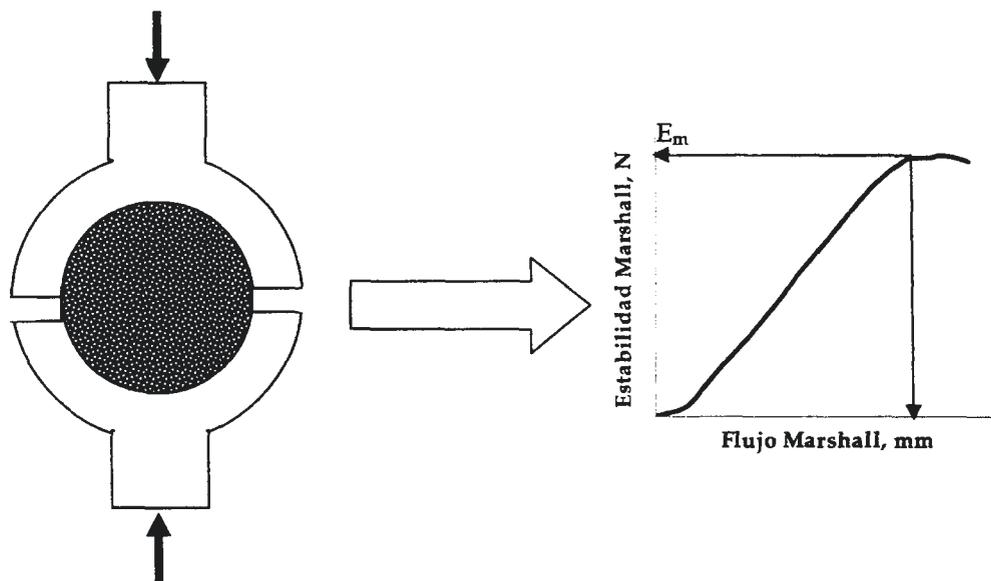


Figura 3-12 Recopilación de información para el ensayo Marshall

Con los datos obtenidos se dibujan las gráficas en las que se coloca, en las abscisas el porcentaje de asfalto y en las ordenadas la densidad aparente, la relación de vacíos, la estabilidad Marshall, el flujo y los vacíos del agregado mineral.

Se reporta como el contenido óptimo de asfalto al promedio del contenido de asfalto que le corresponden las mejores propiedades de densidad aparente, estabilidad Marshall y relación de vacíos en la mezcla. Simultáneamente se revisa

que el flujo Marshall, la relación de vacíos en los agregados y los vacíos ocupados por asfalto se encuentren dentro de las especificaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Una ventaja del método Marshall es la peculiar atención que le da a la densidad y a los vacíos en la mezcla asfáltica. Este análisis asegura la apropiada proporción volumétrica de los componentes de la mezcla asfáltica lo que logra diseños durables. Otra ventaja es que requiere de equipos relativamente económicos y portables con lo que se logra un adecuado control de la calidad en campo.

Sin embargo, el método para la compactación de las probetas es criticado pues afirman no reproduce los procedimientos seguidos en la etapa de construcción del pavimento. Adicionalmente, la estimación de la resistencia al corte mediante la estabilidad Marshall tampoco refleja lo que ocurre en un pavimento real bajo tránsito. Las anteriores deficiencias del método pueden resultar en mezclas asfálticas propensas al ahuellamiento.

En México, desde 1960 el Método Marshall ha sido empleado para el diseño de mezclas asfálticas. Actualmente, los criterios de calidad son publicados por las normas de la S.C.T. en función de la intensidad de tráfico de diseño. (Tabla 3-8)

Tabla 3-8 Requisitos de calidad para mezclas diseñadas mediante el método Marshall

Características	Número de Ejes Equivalentes de Diseño ($\Sigma L^{[1]}$)	
	$\Sigma L \leq 10^6$	$10^6 < \Sigma L \leq 10^7$
Compactación; número de golpes en cada cara de la probeta	50	75
Estabilidad; N (lb_f), mínimo	5340 (1200)	8000 (1800)
Flujo; mm (10^{-2})	2 - 4 (8 - 16)	3 - 3.5 (8 - 14)
Vacios en la mezcla asfáltica (VMC); %	3 - 5	03-May
Vacios ocupados por el asfalto (VFA; %)	65 - 78	65 - 75

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes de 8.2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Para tránsitos mayores de 10^7 ejes equivalentes de 8.2 t, se requiere un diseño especial de la mezcla.

3.5.2 Método Hveem (M·MMP·4·05·032)

En 1940, Francis Hveem desarrollo el método que ahora recibe su nombre con el objetivo de brindar un procedimiento para fabricar, ensayar y diseñar mezclas asfálticas densas. Actualmente, el método está delineado en la norma ASTM 1560

El método Hveem consiste en medir la capacidad de una probeta de ensayo a resistir un desplazamiento lateral por la aplicación de una carga vertical. Debido a que el parámetro de resistencia (la estabilidad Hveem) es una medida directa de la componente de fricción interna de la resistencia a corte se convierte en una de las ventajas del método.

Otra de sus ventajas, para muchos ingenieros, es su procedimiento de compactación. Para este fin es utilizado el compactador por amasado que efectúa una mejor simulación de las características de densificación de la mezcla de un pavimento real. [18]

En México, la Secretaria de Comunicaciones y Transportes ha publicado en sus normas, los criterios para la elección del contenido óptimo de asfalto de acuerdo a este procedimiento. (Ver Tabla 3-9)

Tabla 3-9 Requisitos de calidad para mezclas diseñadas mediante el método Hveem

Características	Número de Ejes Equivalentes de Diseño (ΣL ^[1])	
	$\Sigma L \leq 10^6$	$10^6 < \Sigma L \leq 10^7$
Valor de estabilidad (R), mínimo	35	37
Expansión; mm (in), máximo	0.762 (0.03)	

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes de 8.2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Para tránsitos mayores de 10^7 ejes equivalentes de 8.2 t, se requiere un diseño especial de la mezcla.

3.5.3 Método Cántabro (M·MMP·4·05·033)

El Método Cántabro fue desarrollado en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander, con el objeto de caracterizar y estudiar mezclas de granulometría abierta (porosas) para su utilización como capas de rodadura.

Consiste en evaluar la pérdida en peso que sufre una probeta Marshall al ser ensayada durante 300 revoluciones en la Máquina de los Angeles sin incluir cargas abrasivas (bolas de acero).

Este método es recomendado en las normas para el diseño de mezclas porosas (M·MMP·4·05·033) por ser más sensible, que los otros métodos, a las variaciones en la cohesión y la trabazón de la mezcla debido a cambios en el contenido del asfalto y de finos.

3.5.4 Método Hubbard-Field (M·MMP·4·05·034)

Fue desarrollado a principios del siglo pasado en Estado Unidos para evaluar el efecto de las cargas transmitidas a través de las llantas de los vehículos al pavimento.

Actualmente el Método Hubbard-Field es el procedimiento propuesto por las normas para la fabricación del mortero asfáltico. Su objetivo consiste en determinar la carga de rotura de una probeta de tamaño normalizado (25.4 mm. de altura y 50.8 mm. de diámetro) al hacerla pasar mediante extrusión por un anillo de menor diámetro. A la carga de rotura de la probeta se le conoce como estabilidad Hubbard-Field.

El contenido óptimo de asfalto es reportado como el promedio de los contenidos de asfalto que producen la máxima estabilidad, la máxima densidad y un valor dentro de los límites establecidos de huecos en la mezcla.

3.5.5 Método Superpave

Sin duda, el diseño y análisis de mezclas asfálticas empleando el método Superpave es mucho más complejo y ostentoso que los métodos tradicionales (ej. Marshall), sin embargo el alcance de su uso depende del nivel de tránsito o de la clasificación funcional del pavimento para el cual se hace el diseño. Tres niveles para el diseño de la mezcla han resultado en función del nivel de tráfico al que estará sometido el concreto asfáltico (Tabla 3-9)

En el Nivel 1, el diseño volumétrico y la susceptibilidad a la humedad son los únicos requerimientos para el diseño de la mezcla asfáltica.

El diseño volumétrico implica la fabricación de especímenes de ensayo usando el Compactador Giratorio Superpave (SGC) para determinar el contenido del asfalto basado en los vacíos de aire, vacíos del agregado mineral (VAM), vacíos llenados con asfalto (VFA), y la relación de: polvo (filler) / contenido de asfalto efectivo.

La evaluación de la sensibilidad a la humedad es el paso final del Nivel 1. En esta etapa se requiere tener definida la mezcla de diseño, con la que se fabrican especímenes que son ensayados para determinar su resistencia a la tracción indirecta bajo condiciones de saturación por vacío. Este paso se ejecuta aplicando la norma AASHTO T 283.

A los niveles 2 y 3 se les ha atribuido el mayor porcentaje de los recursos que SHRP ha destinado para el programa. En estos niveles se evalúan mezclas asfálticas para niveles de tráfico más severos por lo que equipos más sofisticados y modelos de predicción son necesarios para simular su desempeño (performance).

El Nivel 2 parte del diseño volumétrico. Una serie de Ensayos de Corte Superpave (SST) y Tracción Indirecta (IDT) son realizados para arribar a una serie de predicciones del desempeño de la mezcla.

Con el Nivel 3 se obtiene información más detallada y un seguro nivel de predicción del desempeño. Ensayos adicionales de Corte Superpave y Tracción Indirecta se realizan en una amplia variedad de temperaturas.

Tabla 3-10 Niveles de diseño de mezclas Superpave

TRÁNSITO, ESALs	NIVELES DE DISEÑO	REQUERIMIENTOS DE ENSAYO**
$ESALs \leq 10^6$	1	Diseño volumétrico
$10^6 \leq ESALs \leq 10^7$	2	Diseño volumétrico + Ensayos de predicción de la performance
$ESALs > 10^7$	3	Diseño volumétrico + Aumento de los ensayos de predicción de la performance

** En todos los casos, la susceptibilidad a la humedad debe ser evaluada empleando la norma AASHTO T283.

3.6 Ensayos adicionales propuestos

La elección de los ensayos adecuados para evaluar las propiedades de una mezcla asfáltica es una tarea compleja que implica determinar el nivel de detalle requerido en función de las características del proyecto, como son: intensidad de tráfico, su ubicación, el presupuesto tanto para el diseño como para su construcción y la disponibilidad del equipo y las propiedades a evaluar mediante dichos ensayos.

Existen tres grupos dentro de los que son clasificados los diferentes ensayos cuyo propósito es reproducir el desempeño de la mezcla asfáltica:

El primer grupo de ensayos son los empíricos que son aceptados a través de comparaciones entre los resultados con ellos obtenidos y la experiencia en obra. Los ensayos empíricos solo pueden aplicarse a la caracterización de mezclas cuando previamente se hayan validado mediante una buena correlación entre los resultados obtenidos en el laboratorio y su comportamiento real en el pavimento.

Dentro del segundo grupo se encuentran los ensayos de simulación, que tienen como propósito reproducir, del modo más aproximado posible, las variables que producen la falla en el pavimento. Su desventaja se debe a los efectos de escala existentes entre las condiciones reproducidas en el laboratorio y las actuantes en el pavimento.

Por último se encuentran los ensayos de determinación cuyo objetivo es medir los parámetros que definen el comportamiento de la mezcla asfáltica bajo carga y sus leyes de rotura. De tal manera, se obtiene una mejor caracterización de la mezcla,

además de obtener sus propiedades básicas. La desventaja es su complejidad y costo de ejecución del ensayo.

La realidad es que no existe un solo ensayo que cumpla con todos los requerimientos, por lo que la selección de un ensayo incluido en cierto grupo no invalida la implementación de otro ensayo ajeno a ese grupo. Sin embargo, es fundamental que las condiciones de los mismos estén referidas al rango de temperaturas y sollicitaciones que experimentará la mezcla en el pavimento durante su vida de servicio.

3.6.1 *Ensayo de Tensión Indirecta*

El ensayo de tensión indirecta es un método práctico y simple que se realiza sobre probetas cilíndricas (Marshall) a las que se les comprime diametralmente para reproducir un estado de tensión en la fibra inferior de la capa asfáltica o zona de tracción. Es un método útil para caracterizar las propiedades de las mezclas bituminosas y evaluar las fallas causadas por tensiones de tracción.

El estudio del desarrollo de esfuerzos generado por la aplicación de una carga lineal dentro de un espécimen cilíndrico fue atribuido inicialmente a Kennedy y Hudson en 1968 [19].

El principal parámetro que se registra del ensayo es la carga de rotura de la probeta $P_{m\acute{a}x}$ en función de su desplazamiento Δ . A partir de esta información puede evaluarse la resistencia a tensión indirecta σ_t , el desplazamiento vertical máximo $\Delta_{m\acute{a}x}$, la energía de fractura G_f , la tenacidad y el módulo estático M_s registrada en el ensayo. (Figura 3-13)

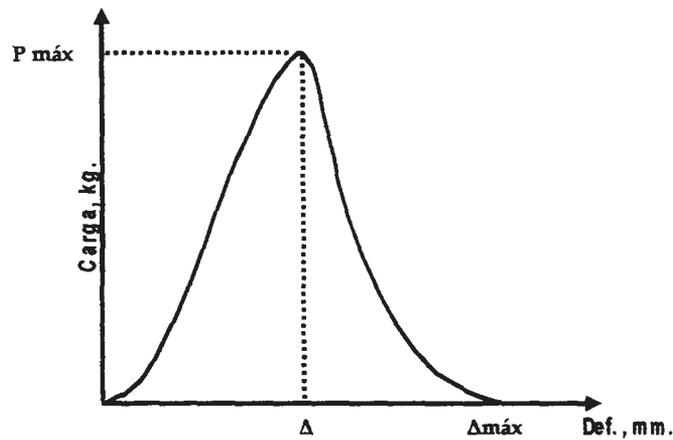
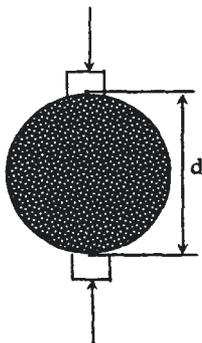


Figura 3-13 Curva carga-deformación del ensayo a tensión indirecta

La *máxima resistencia a tensión indirecta* (σ_t) corresponde al esfuerzo generado producto de la carga aplicada sobre dos generatrices opuestas a lo largo de un plano diametral vertical de la probeta.



$$\sigma_t = \frac{2P_{máx}}{\pi h d}$$

Donde:

σ_t = Resistencia a tensión indirecta, kg/cm²

$P_{máx}$ = Carga máxima de ruptura, kg.

h = Altura de la probeta, cm.

d = Diámetro de la probeta, cm.

Figura 3-14 Características de la resistencia a tensión indirecta

La *energía específica de fractura* (G_f) se define como la relación entre el área bajo la curva carga-deformación y el área agrietada de la probeta, sus unidades son expresadas en kg/mm.

$$G_f = \frac{A}{hd}$$

Donde:

G_f = Energía de fractura por unidad de área, kg/mm

A = Área bajo la curva carga-desplazamiento

h = Altura del espécimen, mm.

d = Diámetro de la probeta, mm.

La *tenacidad* es definida como el área bajo la curva carga-deformación hasta una deformación del doble de la registrada para la carga máxima aplicada $P_{m\acute{a}x}$ y se expresa en kg/cm. (Figura 3-15)

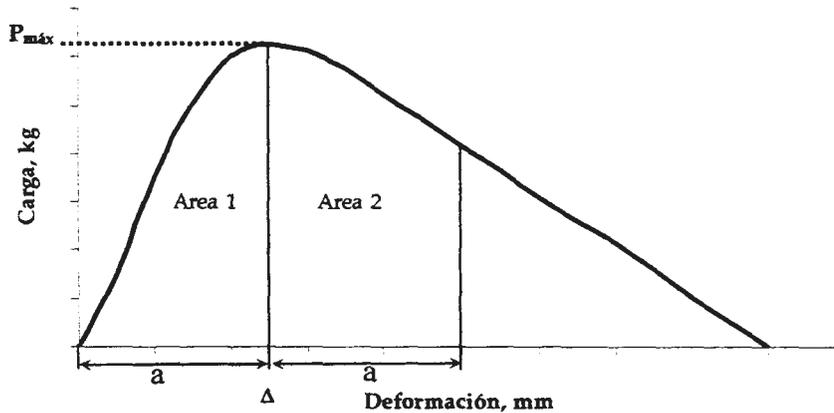


Figura 3-15 Ilustración para el cálculo de la tenacidad

El *módulo estático* (M_s) se define como la relación entre la carga de ruptura $P_{m\acute{a}x}$ y su deformación correspondiente. Por lo tanto, es un indicador de la resistencia a la deformación de la probeta.

$$M_s = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\Delta}$$

Donde:

M_s = Módulo Estático, kg/mm.

$P_{m\acute{a}x}$ = Carga máxima de ruptura, kg.

Δ = Deformación correspondiente a la carga de ruptura, mm.

En el ensayo de tensión indirecta el estado de esfuerzos debido a condiciones de carga lineal es modificado al distribuir la carga a lo largo de una placa de carga, que no sólo reduce los esfuerzos de compresión vertical, sino que también cambia los esfuerzos horizontales a lo largo del diámetro vertical. Es decir, de tensión a compresión cerca de los puntos de aplicación de la carga. (Figura 3-16)

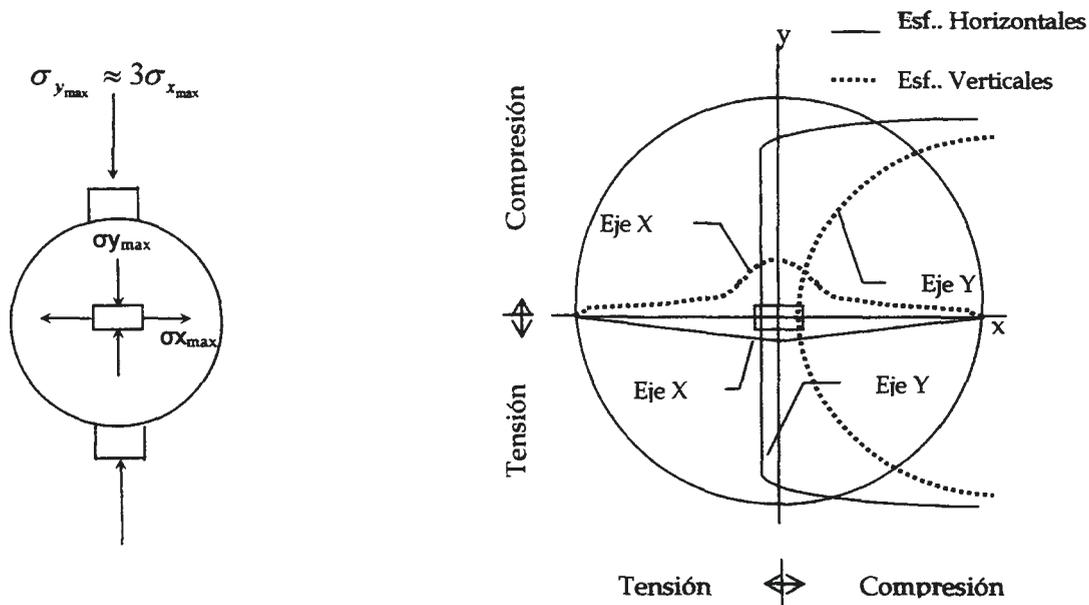


Figura 3-16 Distribución de esfuerzos en una probeta ensayada a tensión indirecta

Actualmente, en la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se está implementando el Ensayo de Tensión Indirecta (Ensayo Brasileño) a 5°C ya que permite:

- Estudiar el efecto que produce cualquier variación en los componentes de la mezcla en sus propiedades y comportamiento.
- Determinar la Resistencia a Tensión Indirecta y el módulo de rigidez de la mezcla; parámetros que definen el comportamiento de la misma ante su fallo por fatiga y determinan su vida de proyecto.
- Ensayos en testigos extraídos del pavimento para verificar la calidad de la mezcla colocada.

3.6.2 *Ensayo de Pista*

El ensayo de pista es incluido dentro del grupo de ensayos de simulación. Su empleo se justifica cuando se pretende proyectar una mezcla resistente a las deformaciones plásticas.

Los resultados obtenidos del ensayo de pista han sido correlacionados con el comportamiento de mezclas densas y semidensas en países europeos, como España que actualmente tiene su propio procedimiento incluido en la norma NLT-173.

En México, ha sido limitada la investigación e implementación del ensayo de pista. En 1998, Quintana y Fonseca [6] adaptaron un modelo de la máquina de pista utilizada en España con el objetivo de evaluar las mezclas asfálticas frente a las deformaciones permanentes.

En el ensayo de pista se evalúa la deformación máxima y la velocidad de deformación producida por el vaivén de una llanta maciza de hule durante una hora.

La *deformación máxima* se define como el desplazamiento vertical registrado después de transcurrir el tiempo asignado para la prueba. La deformación es medida mediante un micrómetro con aproximación a la centésima de pulgada.

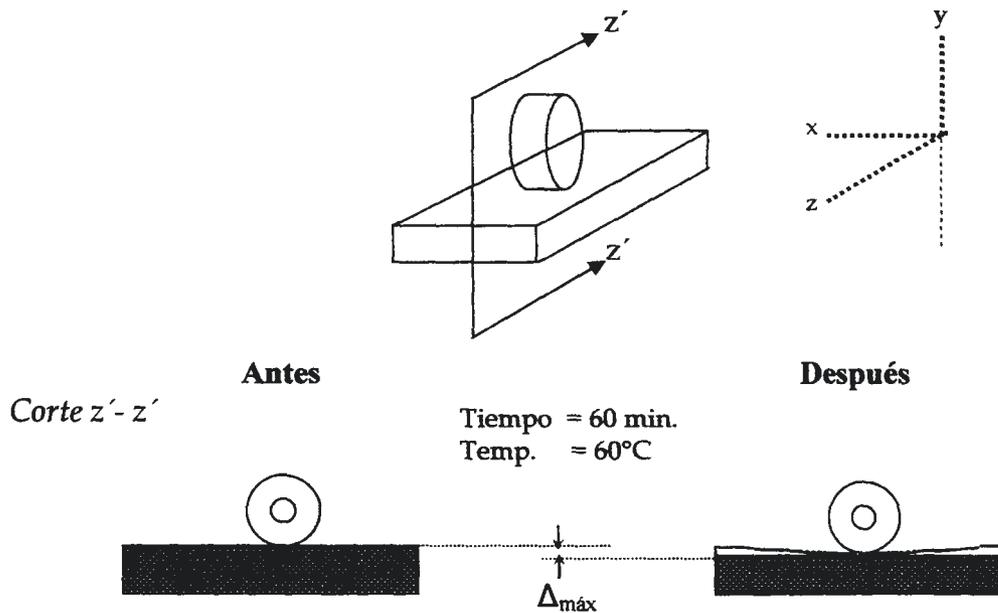


Figura 3-17 Deformación máxima registrada mediante el ensayo de pista

La *velocidad de deformación* es un indicador de la tasa de deformación dentro de un rango de tiempo especificado. En el ensayo de pista, se considera para efectos de comparación la velocidad de deformación entre 45 y 60 minutos después de iniciada la prueba.

$$v_{def} = \frac{\Delta_{r(60)} - \Delta_{r(45)}}{60 - 45}$$

Donde:

v_{def} = Velocidad de deformación, mm/min.

$\Delta_{r(60)}$ = Deformación a los 60 minutos.

$\Delta_{r(45)}$ = Deformación a los 45 minutos.

3.6.3 Ensayo del Péndulo Inglés (ASTM E 303- 93)

El ensayo del péndulo inglés tiene por objetivo evaluar que tan pulida o áspera (microtextura) se encuentra la superficie de rodamiento. La microtextura es la textura superficial de la mezcla asfáltica en una superficie de rodamiento y tiene valores inferiores a 0.5 mm.

El ensayo es fundamentado por principios básicos de la física, donde el péndulo debe estar nivelado y ajustado para que, en ausencia de la probeta a evaluar, pueda hacer un recorrido de 180°. La superficie de la probeta a ensayar debe humedecerse para reproducir las condiciones más desfavorables durante su servicio. Posteriormente se introduce la probeta y se registra la *lectura efectiva* que es la medida de su ángulo suplementario de la oscilación del péndulo, donde se relaciona la pérdida de energía con la microtextura de la superficie mediante un coeficiente de resistencia al deslizamiento.

La lectura efectiva deberá corregirse por efectos de la temperatura a la que fue realizado el ensayo mediante la adición de un factor obtenido de la Figura 3-17

$$\text{Lectura Efectiva Corregida} = \text{Lectura Efectiva} * F.C$$

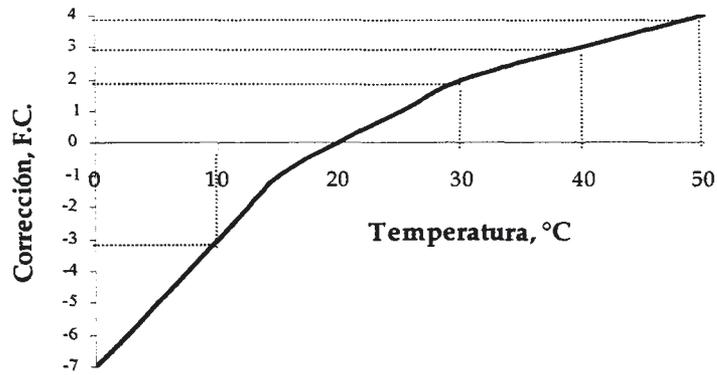


Figura 3-18 Gráfico para el cálculo del Factor de Corrección por Temperatura

El coeficiente de resistencia al deslizamiento se obtiene con la siguiente ecuación:

$$C.R.D. = \frac{\text{Lectura Efectiva Corregida}}{100}$$

**4. ESTUDIO
EXPERIMENTAL**

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL CON GRANULOMETRÍAS ESPECIFICADAS EN LAS NORMAS DE LA S.C.T.

4.1 Introducción

El objetivo principal del estudio experimental para este proyecto es la evaluación de diferentes ensayos que proporcionen información adicional y relevante al método actual de diseño sobre el desempeño de la mezcla asfáltica.

Para lograrlo fueron empleados y analizados materiales comúnmente utilizados en la zona noroeste del país, para posteriormente conformar cinco granulometrías que son sugeridas en las normas de la S.C.T. dependiendo del nivel de tráfico y tamaño máximo del agregado. A continuación se determinó el contenido óptimo del asfalto mediante el procedimiento Marshall para cada granulometría.

Finalmente se realizaron ensayos para conocer propiedades adicionales de la mezcla asfáltica bajo tensión indirecta, el ensayo de pista y el péndulo inglés.

4.2 Diseño del Experimento

Como primera parte del experimento son seleccionadas las granulometrías de diseño que corresponden a la nueva normativa emitida por la S.C.T. para la construcción de carpetas asfálticas de granulometría densa y un nivel de tráfico superior a un millón de ejes equivalentes. Posteriormente se evalúan las características de la mezcla asfáltica y de los materiales utilizados regularmente en Monterrey en apego a las normas correspondientes de la S.C.T.(Figura 4-1).

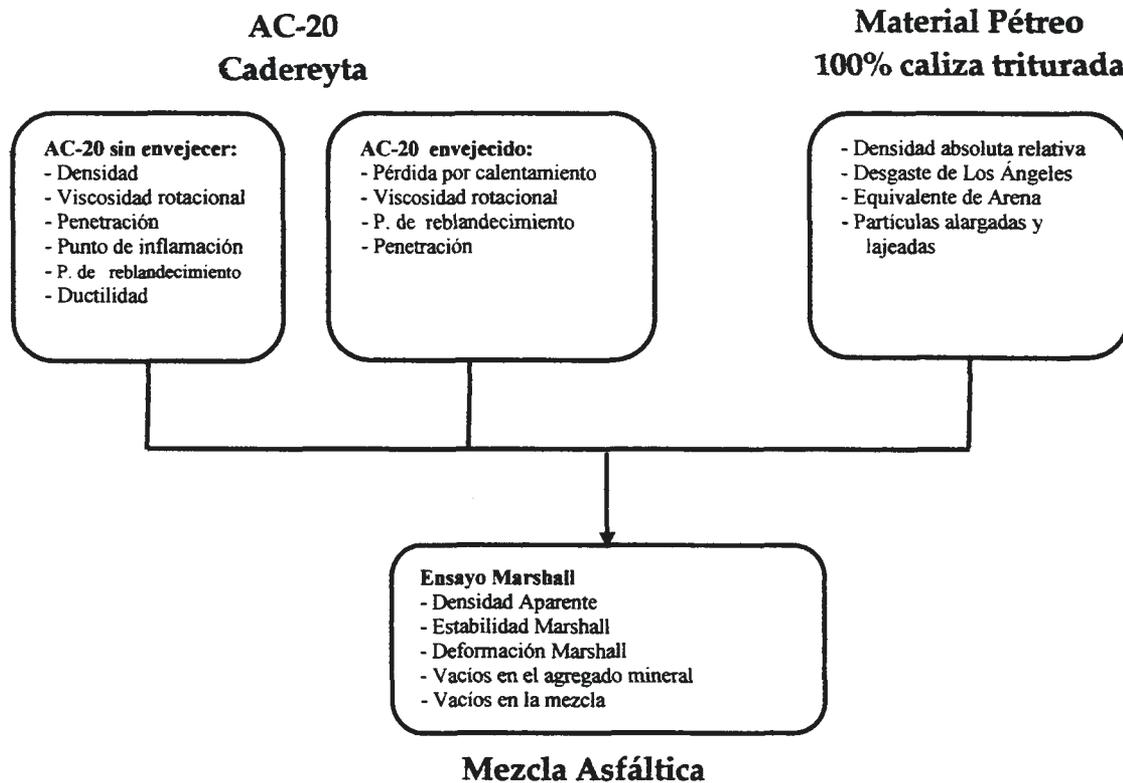


Figura 4-1 Esquematización de las características a evaluar en la mezcla asfáltica y los materiales que la componen de acuerdo a la S.C.T.

Finalmente se realizan los ensayos de pista, tensión indirecta y péndulo inglés a cada una de las mezclas con las granulometrías analizadas. La secuencia para la elaboración de los especímenes en el laboratorio es mostrada en la Figura 4.2.

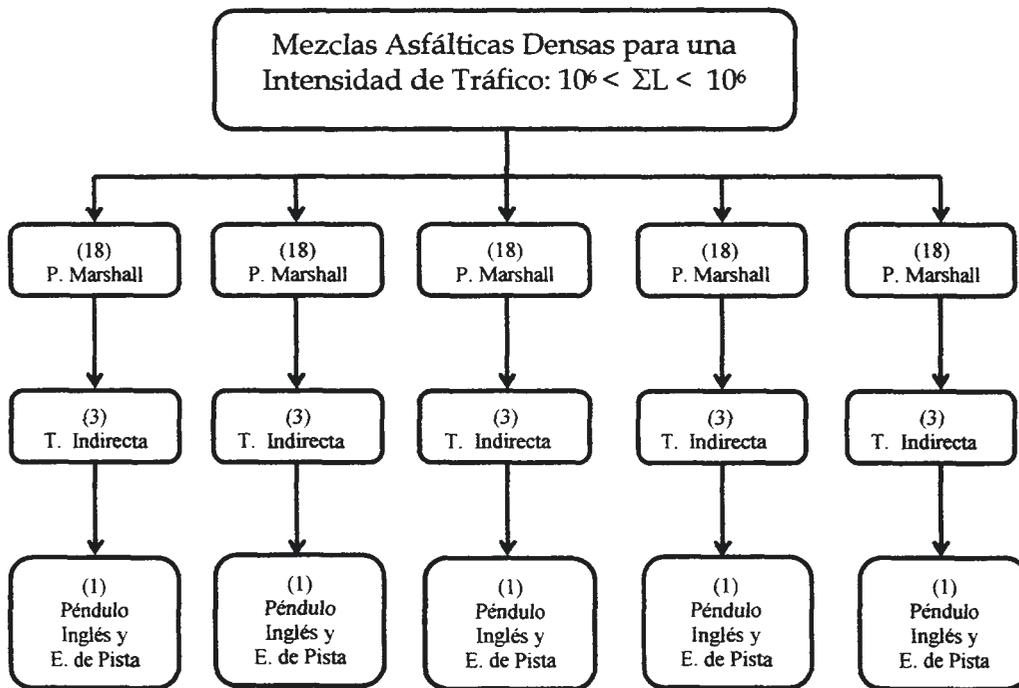


Figura 4-2 Plan general para la evaluación de los cinco tipos de mezclas Asfálticas

4.3 Granulometrías empleadas

La gradación del material pétreo tiene como finalidad obtener una granulometría que permita que la mezcla se mantenga estable dependiendo del tipo de tránsito, clima y vida útil que se pretende en la mezcla del pavimento. Para la realización del estudio experimental, el primer paso fue la selección de las granulometrías de diseño.

Para la elaboración de este proyecto se emplearon cinco tipos de granulometrías, cada una con diferente tamaño máximo del agregado. Para la selección de las granulometrías se respetaron los límites superior e inferior que exigen las normas de la S.C.T. para una mezcla asfáltica densa con un nivel de tráfico mayor a un millón de ejes equivalentes.

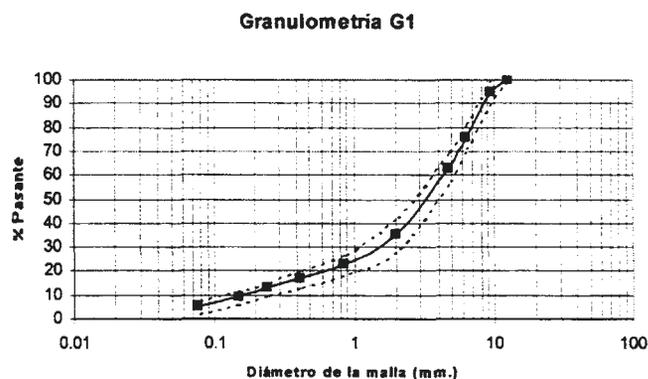
Las primeras 3 granulometrías empleadas en el proyecto de acuerdo a su tamaño máximo nominal son presentadas en las Figura 4-3, 4-4 y 4-5.

La granulometrías G1, G2 y G3 poseen tamaño máximo nominal de 9.5 mm. ($3/8''$), 12.5 mm. ($1/2''$) y 19 mm. ($3/4''$) respectivamente, además sus curvas de gradación se ubicaron al centro de los límites limitados por las normas de la S.C.T.

Para las granulometrías G4 y G5, de acuerdo a las normas, se requiere la incorporación de material con tamaño máximo nominal de 25 mm. (1") y 37.5 mm. ($1\ 1/2''$). Sin embargo, el equipo Marshall utilizado para la compactación de las probetas es incapaz de compactar material con tamaño máximo nominal superior a 19 mm. ($3/4''$). Por lo anterior, para efectos del presente estudio se reemplazó el material excedente a los 19 mm. con material de este mismo tamaño. (Ver Figura 4-6 y 4-7)

En la Figura 4-6 puede apreciarse como para la granulometría G4 la anterior modificación no afecta para el cumplimiento de los requerimientos de las normas. Por el contrario, el exceso de material con tamaño de 19 mm. (3/4") en la granulometría G5 (Figura 4-7) provoca que su curva se salga ligeramente de los límites establecidos. Sin embargo, para efectos de comparación se le realizaron todos los ensayos al igual que a las demás granulometrías.

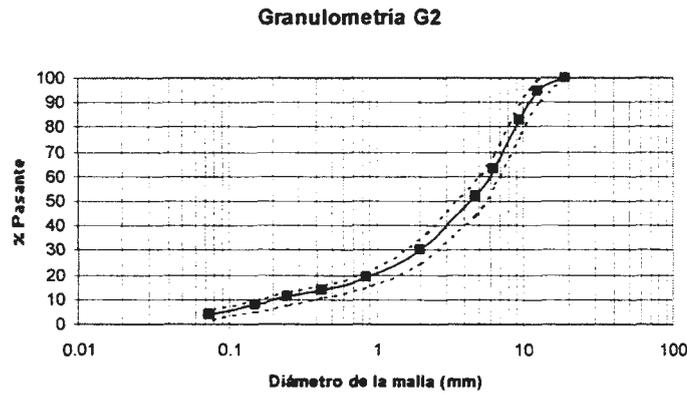
4.3.1 Granulometría G1



Malla No.	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	# 4	# 10	# 20	# 40	# 60	# 100	# 200
L. Inferior (%)	—	—	—	—	100	90	70	56	28	18	13	10	6	2
L. Superior (%)	—	—	—	—	—	100	81	69	42	27	20	15	12	7
G1(%)	—	—	—	—	100	95	76	63	35	23	17	13	9	5

Figura 4-3 Estructura del agregado para la granulometría G1.

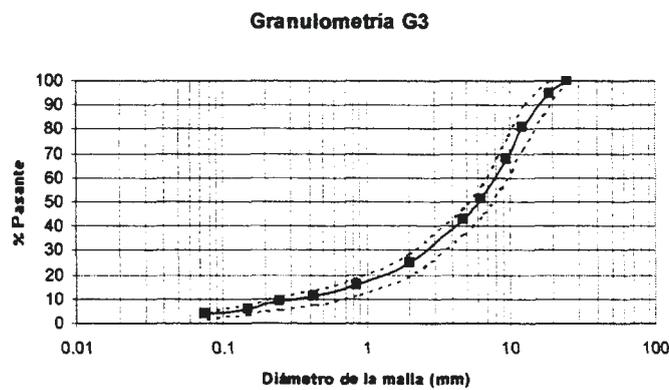
4.3.2 Granulometría G2



Malla No.	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	# 4	# 10	# 20	# 40	# 60	# 100	# 200
L. Inferior (%)	—	—	—	100	90	76	56	45	25	15	11	8	5	2
L. Superior (%)	—	—	—	—	100	90	69	59	35	22	16	13	10	6
G2 (%)	—	—	—	100	95	83	63	52	30	19	14	11	8	4

Figura 4-4 Estructura del agregado para la granulometría G2.

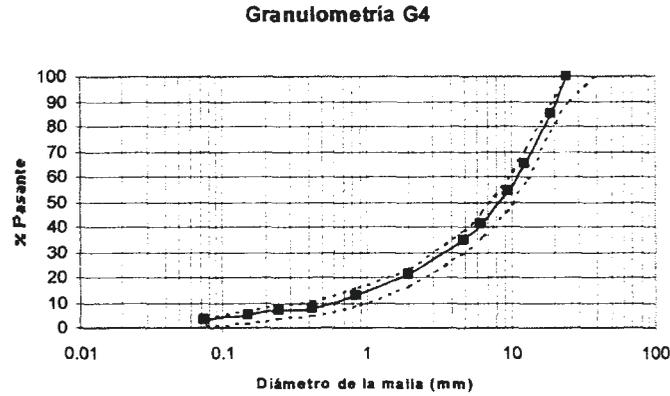
4.3.3 Granulometría G3



Malla No.	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	# 4	# 10	# 20	# 40	# 60	# 100	# 200
L. Inferior (%)	—	—	100	90	72	60	44	37	20	12	8	6	4	2
L. Superior (%)	—	—	—	100	90	76	57	48	29	19	14	11	8	5
G3 (%)	—	—	100	95	81	68	51	43	25	16	11	9	6	4

Figura 4-5 Estructura del agregado para la granulometría G3.

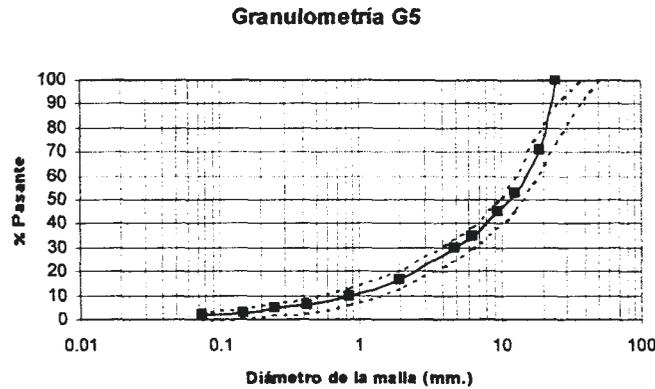
4.3.4 Granulometría G4



Malla No.	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	# 4	# 10	# 20	# 40	# 60	# 100	# 200
L. Inferior (%)	—	100	90	79	58	47	36	30	17	9	5	4	2	1
L. Superior (%)	—	—	100	90	71	60	46	39	24	16	11	9	7	4
G4 (%)	—	—	100	85	65	54	41	35	21	13	8	7	5	3

Figura 4-6 Estructura del agregado para la granulometría G4.

4.3.5 Granulometría G5



Malla No.	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	# 4	# 10	# 20	# 40	# 60	# 100	# 200
L. Inferior (%)	100	90	74	62	46	39	30	25	13	6	3	2	1	0
L. Superior (%)	—	100	90	79	60	50	39	34	21	13	9	7	5	3
G5 (%)	—	—	100	71	53	45	35	30	17	10	6	5	3	2

Figura 4-7 Estructura del agregado para la granulometría G5.

4.3.6 Comparación de las granulometrías de proyecto con criterios Superpave

Como parte del presente estudio se realiza una comparación de la estructura del agregado mediante otros criterios para identificar diferencias y posibles deficiencias.

Superpave solicita en sus especificaciones que la gradación de los agregados pétreos cumpla con algunos puntos de control en la granulometría de diseño, así como evitar invadir una zona restringida. Además la granulometría se grafica elevando a la 0.45 el tamaño de los diferentes tamices que pasa el material.

Los puntos de control son puntos de paso obligados para la curva granulométrica. Corresponden al tamaño máximo nominal, un tamaño intermedio (2.36 mm.), y un tamaño de polvo (0.075 mm.)

La zona restringida se ubica entre los tamaños intermedios (4.75 ó 2.36 mm.) y 0.3 mm. y forma una banda que debe ser esquivada por la curva granulométrica.

En las Figuras 4-8 a 4-12 son comparadas las cinco granulometrías contra los criterios que Superpave exige para el diseño de la estructura del agregado. En las mismas figuras puede observarse como las cinco granulometrías no invaden la zona restringida.

Es importante mencionar que Superpave permite pero no recomienda a las mezclas que pasan por arriba de la zona restringida.

Al igual que con los criterios de las normas mexicanas, las primeras cuatro granulometrías se encuentran dentro de los puntos de control pero la granulometría G5 no cumple debido al exceso de material con tamaño de $\frac{3}{4}$ ".

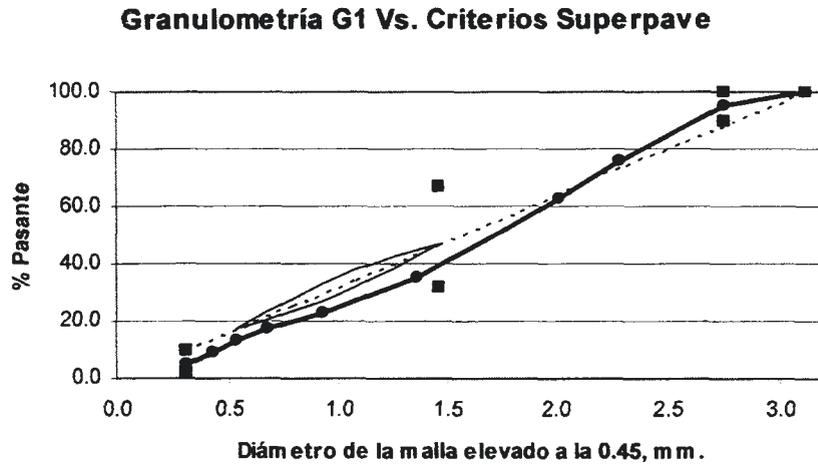


Figura 4-8 Evaluación de la granulometría G1 contra criterios Superpave

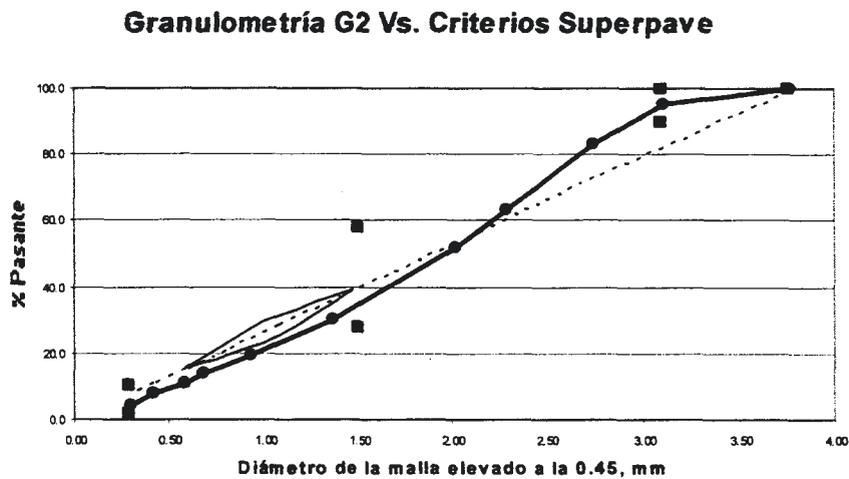


Figura 4-9 Evaluación de la granulometría G2 contra criterios Superpave

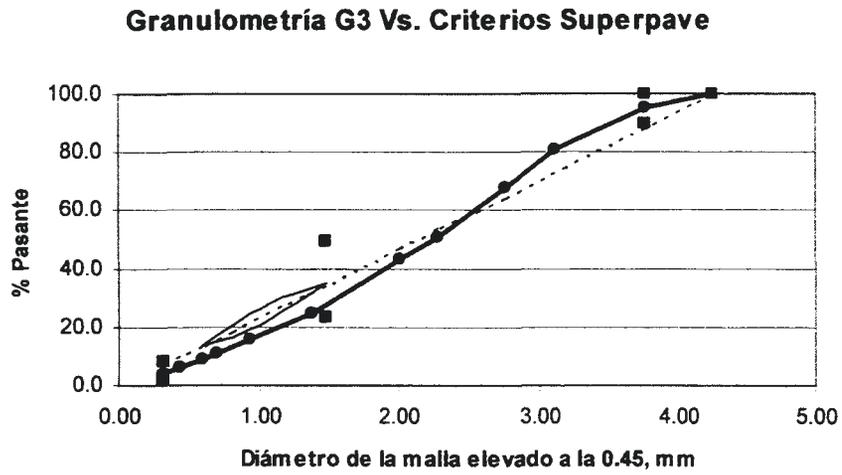


Figura 4-10 Evaluación de la granulometría G3 contra criterios Superpave

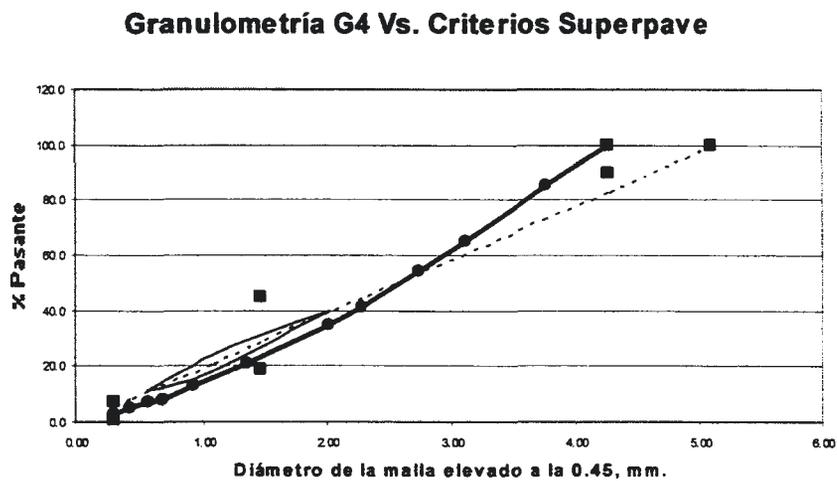


Figura 4-11 Evaluación de la granulometría G4 contra criterios Superpave

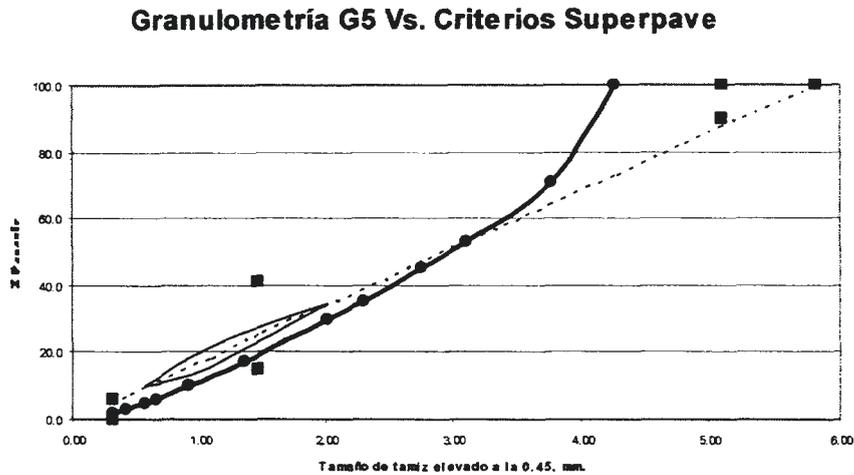


Figura 4-12 Evaluación de la granulometría G5 contra criterios Superpave

4.3.7 Comparación de las granulometrías de proyecto con criterios Españoles

De acuerdo al Pliego Español de Prescripciones Técnicas Generales de la Dirección General de Carreteras existen distintos límites granulométricos en función de la Intensidad Media Diaria de Vehículos Pesados y del tipo y espesor de la capa a diseñar (Tabla 4-1 y 4-2).

Tabla 4-1 Categorías de Tráfico Pesado

Categorías de Tráfico Pesado	Intensidad Media Diaria de Vehículos Pesados (IMD _p)
T0	IMD _p ≥ 2000
T1	2000 > IMD _p ≥ 800
T2	800 > IMD _p ≥ 200
T3	200 > IMD _p ≥ 50
T4	50 > IMD _p

Tabla 4-2 Mezcla asfáltica a utilizar en función del tipo y espesor de la capa

Capa	Espesor	Tipo de Mezcla
Rodadura	3 - 5	D12, S12, A12, P12, PA12
	5 - 7	D20, S20
Intermedia	6 - 9	D20, S20, S25, G20
Base	9 - 15	S25, G20, G25, A20

Para la realización de este proyecto la gradación del agregado se apegó a las especificaciones de la S.C.T. para la construcción de carpetas asfálticas de granulometría densa y un nivel de tráfico superior a un millón de ejes equivalentes. De acuerdo a las normas españolas lo anterior correspondería a la construcción de capas de rodadura con mezcla densa para una Intensidad Media Diaria de Tráfico Pesado superior a los dos mil vehículos. Asumiendo dicha equivalencia las granulometrías empleadas deberían ajustarse al pliego especificado en la Tabla 4-2.

Para corroborar la equivalencia entre las normas mexicanas y las españolas en las Figuras 4-13 a 4-20 son comparadas las cinco granulometrías del proyecto contra los límites granulométricos españoles para mezclas densas, semidensas y gruesas, con la finalidad de apreciar su tendencia.

- **Límites Granulométricos para mezclas asfálticas densas**

Para las mezclas densas existen diferentes límites granulométricos en función del Tamaño Máximo del Agregado: D8, D12 y D20.

Tabla 4-3 Límites Granulométricos para mezclas asfálticas densas (1989)

Designación (UNE 7050)	Designación (ASTM)	Malla Abertura (mm)	D8		D12		D20	
			Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.
40	1 1/2"	38.1	—	—	—	—	—	—
25	1"	25	—	—	—	—	100	—
20	7/8"	22.20	—	—	100	—	95	80
12.5	1/2"	12.5	—	—	95	80	80	65
10	3/8"	9.5	100	—	87	72	75	60
5	N° 4	4.75	90	70	65	50	62	47
2.5	N° 8	2.38	70	45	50	35	50	35
630µm	N° 30	0.59	34	18	30	18	30	18
320µm	N° 50	0.3	25	12	23	13	23	13
160µm	N° 100	0.15	17	8	15	7	15	7
80µm	N° 200	0.075	10	5	8	5	8	5

Husos Granulométricos para D8 Vs. G1

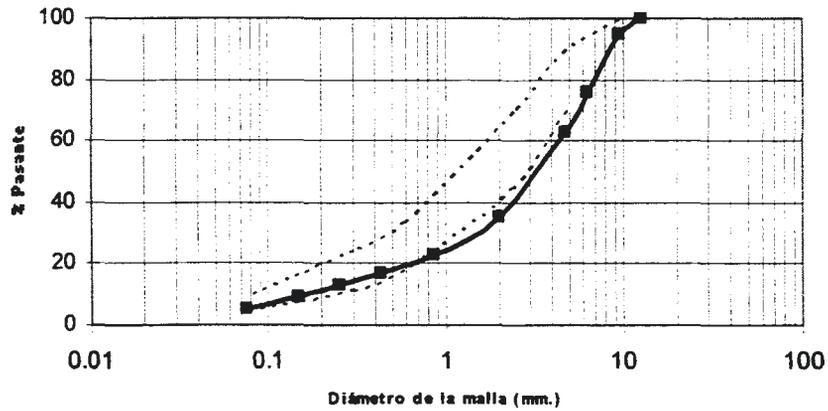


Figura 4-13 Evaluación de la granulometría G1 contra Límites Granulométricos para D8

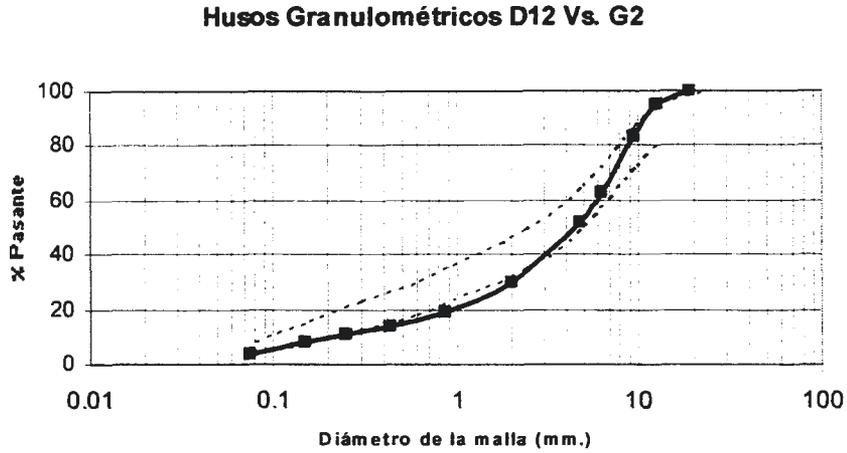


Figura 4-14 Evaluación de la granulometría G2 contra Límites Granulométricos para D12

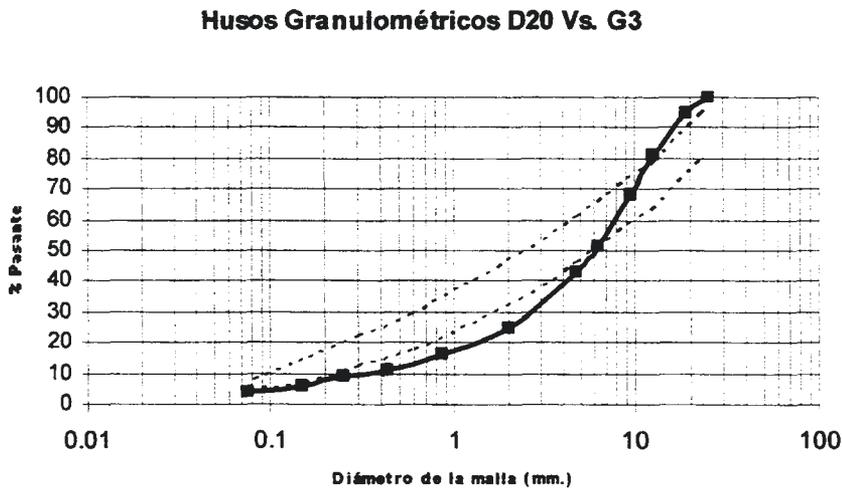


Figura 4-15 Evaluación de la granulometría G3 contra Límites Granulométricos para D20

A partir de las figuras anteriores se aprecia que las granulometrías G1, G2, G3 no pueden clasificarse dentro de los límites españoles propuestos para mezclas asfálticas densas.

Las granulometrías G4 y G5 del proyecto no pueden evaluarse mediante los límites granulométricos españoles para mezclas densas dado que el tamaño máximo de agregado se limita hasta 1".

- **Límites Granulométricos para mezclas asfálticas semidensas**

Para las mezclas semidensas existen tres diferentes límites granulométricos en función del Tamaño Máximo del Agregado: S12, S20 y S25.

Tabla 4-4 Límites Granulométricos para mezclas asfálticas semidensas (1989)

Designación (UNE 7050)	Designación (ASTM)	Malla Abertura (mm)	S12		S20		S25	
			Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.
40	1 1/2"	38.1	—	—	—	—	100	—
25	1"	25	—	—	100	—	95	80
20	7/8"	22.20	100	—	95	80	88	75
12.5	1/2"	12.5	95	80	80	65	75	60
10	3/8"	9.5	86	71	75	60	70	55
5	N° 4	4.75	62	47	58	43	55	40
2.5	N° 8	2.38	45	30	45	30	45	30
630µm	N° 30	0.59	25	15	25	15	25	15
320µm	N° 50	0.3	18	10	18	10	18	10
160µm	N° 100	0.15	13	6	13	6	13	6
80µm	N° 200	0.075	8	4	8	4	8	4

Husos Granulométricos S12 Vs. (G1 y G2)

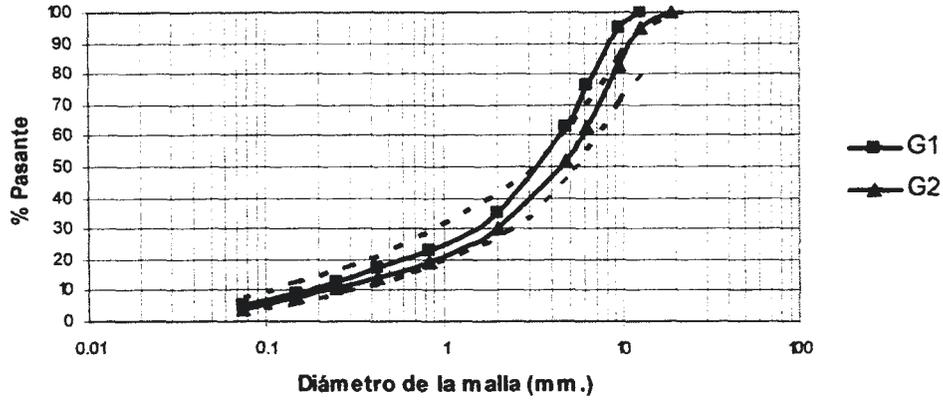


Figura 4-16 Evaluación de la granulometría G1 y G2 contra Límites Granulométricos para S12

Husos Granulométricos S20 Vs. (G2 y G3)

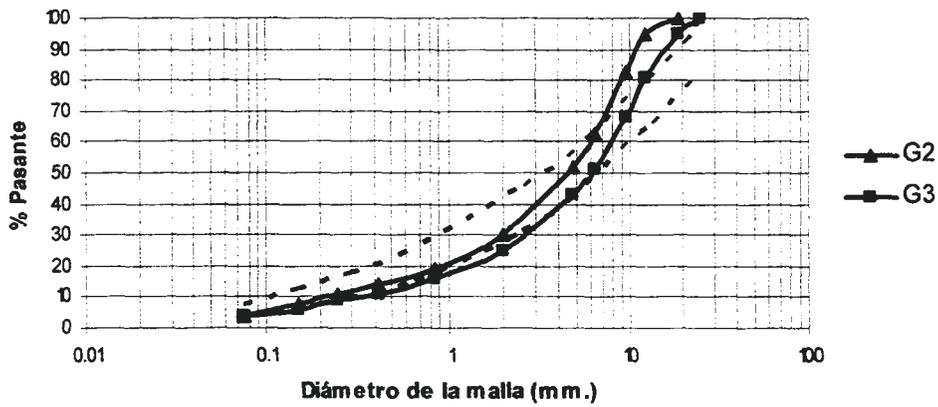


Figura 4-17 Evaluación de la granulometría G2 y G3 contra Límites Granulométricos para S20

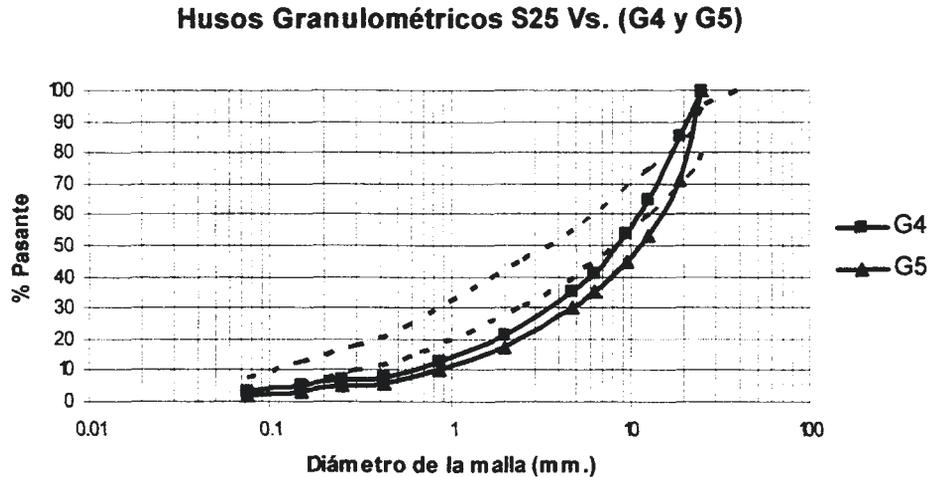


Figura 4-18 Evaluación de la granulometría G4 y G5 contra Límites Granulométricos para S25

Al revisar las curvas granulométricas, se observa en la Figura 4-15 que la gradación empleada para la mezcla asfáltica G2 se encuentra dentro de los límites españoles propuestos para la mezcla semidensa S12. Las otras granulometrías de proyecto se encuentran fuera de los límites para mezclas asfálticas semidensas.

- **Límites Granulométricos para mezclas asfálticas gruesas**

Por último, para las mezclas gruesas existen dos diferentes límites granulométricos en función del Tamaño Máximo del Agregado: G20 y G25.

Tabla 4-5 Límites Granulométricos para mezclas asfálticas gruesas (1989)

Designación (UNE 7050)	Designación (ASTM)	Malla Abertura (mm)	G20		G25	
			Máx.	Min.	Máx.	Min.
40	1 1/2"	38.1	—	—	100	—
25	1"	25	100	—	95	75
20	7/8"	22.20	95	75	85	65
12.5	1/2"	12.5	75	55	67	47
10	3/8"	9.5	67	47	60	40
5	N° 4	4.75	46	28	44	26
2.5	N° 8	2.38	35	20	35	20
630µm	N° 30	0.59	20	8	20	8
320µm	N° 50	0.3	14	5	14	5
160µm	N° 100	0.15	9	3	9	3
80µm	N° 200	0.075	6	2	6	2

Husos Granulométricos G20 Vs. (G3 y G4)

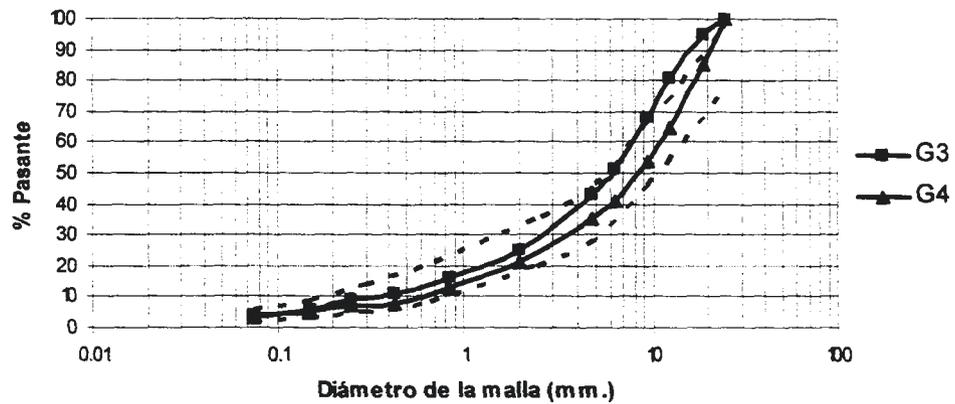


Figura 4-19 Evaluación de la granulometría G3 y G4 contra Límites Granulométricos para G20

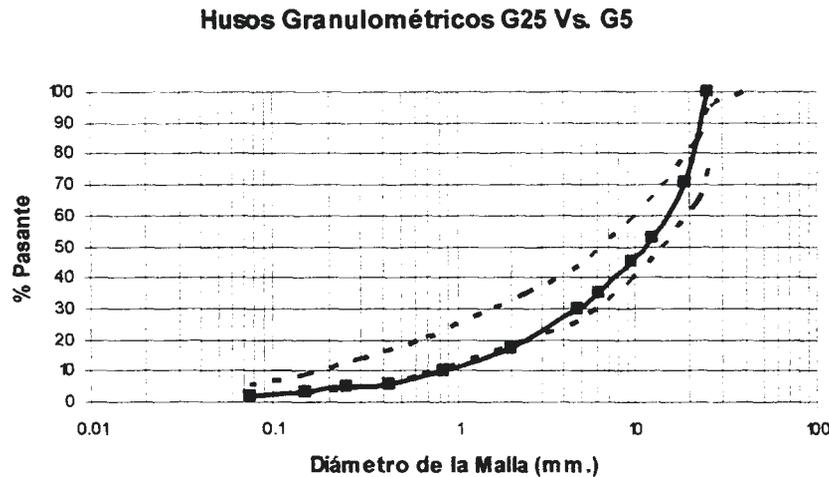


Figura 4-20 Evaluación de la granulometría G5 contra Límites Granulométricos para G25

De acuerdo a las figuras anteriores, se distingue la tendencia que la gradaciones empleadas para las mezclas G4 y G5 siguen dentro de los límites granulométricos para las mezclas gruesas G20 y G25 respectivamente.

Comparando las especificaciones españolas con las propias, se distingue que las granulometrías españolas limitan el Tamaño Máximo del Agregado hasta 1", a diferencia de 1 ½" empleado en México. La desventaja de usar agregado tan grueso se debe a que durante la puesta en obra ocasionalmente se producen arrastres del árido ocasionado por extender el material en capas con insuficiente espesor.

4.4 Características de los materiales

4.4.1 Características de los materiales pétreos

El material pétreo empleado en el estudio experimental es el que comúnmente se utiliza en la zona metropolitana y zonas aledañas a Monterrey, N.L. Procede de la trituración de piedras calizas realizadas en el banco "Productos de Caliza" ubicado en el km. 0+000 en la carretera a las Pedreras.

Para la evaluación de las características del material pétreo se realizaron una serie de ensayos a las granulometrías de diseño que garantizan una calidad adecuada en la mezcla de acuerdo a las especificaciones correspondientes. Los resultados de los ensayos realizados son presentados en la Tabla 4-6 acompañados de los requerimientos exigidos por las normas:

Tabla 4-6 Características del material pétreo para las granulometrías

Características del material pétreo	Requerimientos por Norma	G1	G2	G3	G4	G5
Densidad relativa	2.4 (mín.)	2.637	2.695	2.705	2.700	2.700
Desgaste mediante la prueba de Los Angeles, (%)	30 (máx.)	22	26	26	26	26
Equivalente de arena, (%)	50 (mín.)	78	63	62	68	71
Partículas alargadas, (%)	35 (máx.)	28	23	22	18	15
Partículas lajeadas, (%)	35 (máx.)	19	24	19	15	13

4.4.2 Características del cemento asfáltico

Para la elaboración del estudio experimental fue utilizado un cemento asfáltico convencional producido en la refinería de Cadereyta, N.L. Este asfalto ha sido clasificado como AC-20 de acuerdo a la viscosidad dinámica que presenta a los 60°

C y utilizado por muchos años en la zona metropolitana así como regiones aledañas a Monterrey, N.L.

Las características evaluadas para este asfalto se presentan en la Tabla 4-7.

Tabla 4-7 Características del cemento asfáltico

Designación	Características Del cemento asfáltico	Requerimientos por la Norma	AC-20 (Cadereyta, N.L.)
	Densidad Relativa	N. E.	1.03
M-MMP-4-05-006	Penetración a 25°C, 100g, 5s. (10^{-1} mm)	60 (mín.)	52
M-MMP-4-05-007	Punto de inflamación Cleveland (°C)	232 (mín.)	244
M-MMP-4-05-009	Punto de Reblandecimiento (°C)	48 - 56	50.5
	Índice de penetración	N. E.	-0.97
M-MMP-4-05-011	Ductilidad a 25°C y 5cm/min, (cm)	N. E.	69
M-MMP-4-05-010	Viscosidad rotacional Brookfield (cP)	N. E.	0.380
	Del residuo de la prueba de la película delgada		
M-MMP-4-05-010	Pérdida por calentamiento, (%)	0.5 (máx.)	0.009
M-MMP-4-05-005	Viscosidad rotacional Brookfield (cP)	N. E.	0.420
M-MMP-4-05-011	Ductilidad a 25°C y 5cm/min, (cm)	50 (mín.)	8
M-MMP-4-05-006	Penetración retenida a 25°C, (%)	54 (mín.)	51
M-MMP-4-05-009	Punto de Reblandecimiento (°C)	48 - 56	65.5
	Índice de penetración	N. E.	0.1

4.4.3 Características de la mezcla asfáltica

Se determinó para las cinco granulometrías el contenido óptimo de cemento asfáltico mediante el Ensayo Marshall, (Ver anexo A) para a partir de este contenido elaborar los especímenes utilizados en los ensayos propuestos en el presente estudio.

Para cada granulometría fueron elaboradas 15 probetas mediante el ensayo Marshall (M- MMP-4-05-31), variando el contenido del ligante en 0.5% para series de tres probetas. Para las 5 granulometrías se inició con un 3.5% hasta un 5.5% de

contenido asfáltico en la mezcla. Finalmente se elaboraron tres probetas para cada granulometría con el contenido óptimo del asfalto para validar los resultados.

Del ensayo Marshall se obtuvo el contenido óptimo de asfalto para cada granulometría, así como la estabilidad, flujo, vacíos ocupados por el asfalto (VFA), vacíos en la mezcla asfáltica (VMC) y en los agregados minerales (VAM). (Ver Tabla 4-8)

Tabla 4-8 Características de la mezcla asfáltica

	Características de la mezcla asfáltica	Requerimientos por la Norma	Mezcla asfáltica para $10^6 < \Sigma L^{[1]} < 10^7$				
			G1	G2	G3	G4	G5
M-MMP-4-05-031	MÉTODO MARSHALL						
	a. Contenido Óptimo del Asfalto, (%)		4.6	4.9	4.8	4.5	4.5
	b. Compactación, (No. de golpes)	75	75	75	75	75	75
	c. Estabilidad, (N.)	8,000 (mínimo)	10,614	7,034	6,180	6,014	5,445
	d. Flujo, (mm.)	2 - 3.5	4.4	4.1	3.9	6.1	7.2
	e. Vacíos en la mezcla asfáltica, (%)	3 - 5	3.9	5.3	5.8	3.1	3.5
	f. Vacíos ocupados por el asfalto, (%)	65 - 75	72.5	67	64.3	77	74.5
	g. Vacíos en el agregado mineral, (%)	Ver Tabla 4-9	14.0	16.1	16.4	13.3	13.7

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes de 8.2 t (ESAL), esperado durante la vida útil del pavimento

[2] N. E. = No se Evalúa en las actuales normas publicadas por la SCT

Tabla 4-9 Requerimientos mínimos para los vacíos en el agregado mineral

Tamaño nominal del material pétreo utilizado en la mezcla ^[1]		Vacíos en la mezcla asfáltica (VMC) de diseño %		
		3	4	5
mm	Designación	Vacíos en el agregado mineral (VAM) %, mínimo		
9.5	3/8"	14	15	16
12.5	1/2"	13	14	15
19	3/4"	12	13	14
25	1"	11	12	13
37.5	1 1/2"	10	11	12

[1] El tamaño nominal corresponde al tamaño máximo del agregado empleado en la granulometría correspondiente

4.5 Ensayo de tensión indirecta (NLT 346/90)

El Ensayo a Tensión Indirecta se realizó con la intención de reproducir en el laboratorio el estado de esfuerzos de tensión crítico que se produce en la fibra inferior de la capa bituminosa, bajo la carga.

El objetivo de efectuar el Ensayo a 5°C se debe a que la mezcla, a esta temperatura, se comporta como un material rígido en el que se pueden apreciar de forma sensiblemente mejor sus propiedades de fractura y el efecto de variaciones en su composición y en el proceso de fabricación.[13]

Para el ensayo a tensión indirecta, se elaboraron 3 probetas con el contenido óptimo del asfalto para cada granulometría siguiendo las mismas especificaciones que para las probetas ensayadas con el método Marshall. (Ver Figura 4-2) Posteriormente las probetas se mantuvieron a 5 °C por 24 hrs., para luego ser ensayadas a 25 ° C en la prensa para ensayos Marshall pero con el aplicador de carga previsto para el ensayo a tensión indirecta.

El ensayo de las probetas se realizó mediante la aplicación de una carga estática a una velocidad controlada y constante de 50.8 mm/min (2 pulg/min). La curva esfuerzo-deformación para cada probeta se obtuvo mediante el registro gráfico de la prensa.(Anexo B)



Figura 4-21 Equipo para el Ensayo a Tensión Indirecta y probeta ensayada a Tensión Indirecta

Los variables reportadas a partir del ensayo a tensión indirecta son la resistencia a tensión indirecta, tenacidad, energía de fractura y el módulo estático que relaciona la carga máxima con su deformación correspondiente. Los resultados son presentados en la Tabla 4-10.

Tabla 4-10 Características adicionales en la mezcla asfáltica empleando el Ensayo a Tensión Indirecta

Características de la mezcla asfáltica	G1	G2	G3	G4	G5
Resistencia a Tensión Indirecta " σ_t ", (kg/cm ²)	22.25	19.06	17.13	19.16	17.81
Energía de fractura "Gf", (kg/mm)	1.71	1.65	1.64	1.64	1.31
Tenacidad, (kg - mm)	11225.1	10861.5	10831.0	10561.7	8450.2
Módulo Estático, (kg/mm.)	319.32	288.51	225.64	304.98	259.30

4.6 Ensayo de pista (NLT – 173/84)

El ensayo de pista se efectuó para observar el comportamiento de las mezclas asfálticas al paso intermitente de una rueda en condiciones determinadas de presión y temperatura, midiéndose periódicamente la profundidad de la deformación producida. Adicionalmente se obtuvo el coeficiente de resistencia al deslizamiento mediante el Péndulo Inglés con el objetivo de evaluar la microtextura de la mezcla asfáltica.

La máquina de pista utilizada para la realización de este ensayo fue construida por el Ing. Armando M. Quintana [6] para la realización de su tesis de maestría en el Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores, Campus Monterrey. El diseño de la Máquina de Pista y su procedimiento esta basado en la norma española NLT – 173/84.

Para el Ensayo de Pista, las condiciones de temperatura deben mantenerse constantes durante toda la prueba, por lo que previo a la ejecución del ensayo se enciende la cámara de aislamiento de la máquina de pista y es calibrada a 60° C., por su parte el espécimen es introducido en un horno a 60 °C durante 4 hrs.

Posteriormente, es extraído el espécimen del horno e introducido en la cámara de aislamiento, el ensayo se inicia hasta que el conjunto haya alcanzado nuevamente los 60 °C.

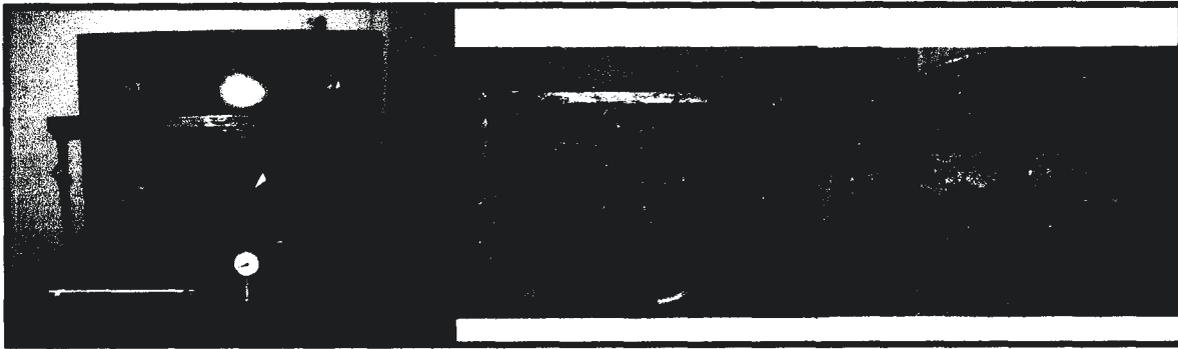
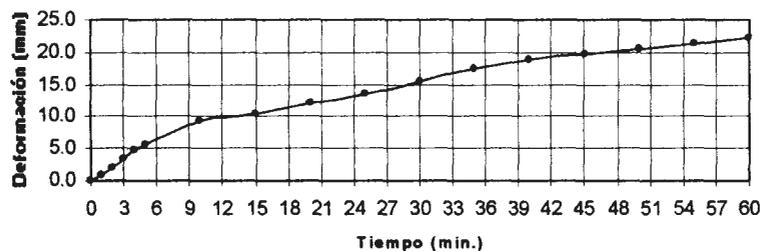


Figura 4-22 Ensayo de Máquina de Pista Ensayo y probeta antes y después de ser ensayada

Las mediciones se hacen a distintos intervalos de tiempo hasta cumplir una hora del ensayo. Entonces se grafica la deformación contra el tiempo o el número de pasadas de la llanta (Ver figuras 4-23 a 4-27).

Para los fines del presente estudio, la llanta de hule macizo de la máquina de pista ejercía una presión de 8 kg/cm² sobre la probeta, además estaba calibrada con una frecuencia de 142 pasadas por minuto.

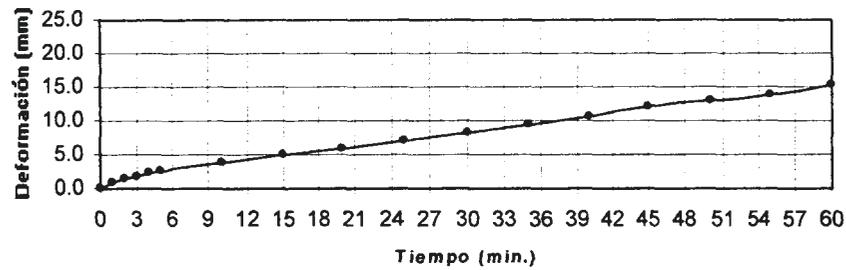
Deformaciones plásticas permanentes para Granulometría G1
[4.6% AC-20 Cadereyta]



Tiempo, (min.)																
0	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Deformación, (mm)																
0.00	0.95	2.09	3.43	4.76	5.72	9.14	10.38	12.20	13.52	15.43	17.43	18.86	19.62	20.46	21.32	22.25
Velocidad de Deformación, (mm/seg)																
0.95	1.14	1.34	1.34	0.95	0.69	0.25	0.36	0.27	0.38	0.40	0.29	0.15	0.17	0.17	0.19	

Figura 4-23 Gráfica Deformación – Tiempo de la mezcla asfáltica G1

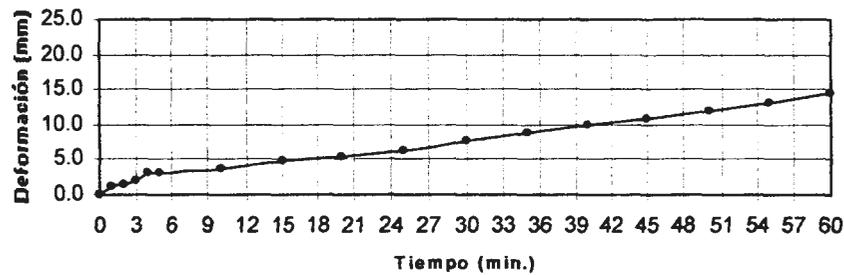
**Deformaciones plásticas permanentes para Granulometría G2
[4.9% AC-20 Cadereyta]**



Tiempo, (min.)																
0	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Deformación, (mm)																
0.00	0.76	1.40	1.91	2.41	2.54	3.81	4.88	5.79	6.99	8.13	9.40	10.54	12.07	12.95	13.97	15.24
Velocidad de Deformación, (mm/seg)																
0.76	0.64	0.51	0.51	0.13	0.25	0.21	0.18	0.24	0.23	0.25	0.23	0.30	0.18	0.20	0.25	

Figura 4-24 Gráfica Deformación – Tiempo de la mezcla asfáltica G2

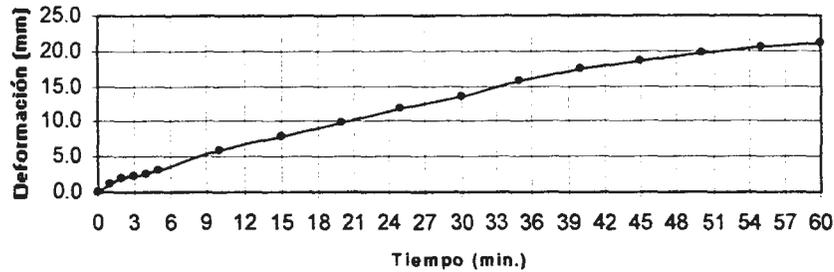
**Deformaciones plásticas permanentes Granulometría G3
[4.8% AC-20 Cadereyta]**



Tiempo, (min.)																
0	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Deformación, (mm)																
0.00	1.07	1.52	1.91	3.05	3.18	3.81	4.88	5.54	6.35	7.67	8.76	9.91	10.72	12.07	13.21	14.48
Velocidad de Deformación, (mm/seg)																
1.07	0.46	0.38	1.14	0.13	0.13	0.21	0.13	0.16	0.26	0.22	0.23	0.16	0.27	0.23	0.25	

Figura 4-25 Gráfica Deformación – Tiempo de la mezcla asfáltica G3

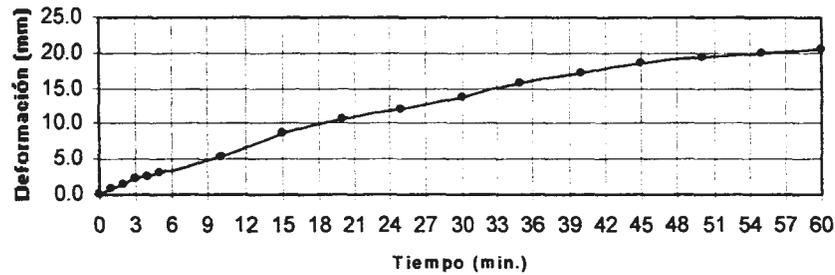
**Deformaciones plásticas permanentes para Granulometría G4
[4.5% AC-20 Cadereyta]**



Tiempo, (min.)																
0	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Deformación, (mm)																
0.00	1.14	2.10	2.29	2.59	2.95	6.00	7.91	9.81	11.87	13.52	15.68	17.36	18.63	19.79	20.56	21.08
Velocidad de Deformación, (mm/seg)																
1.14	0.96	0.19	0.30	0.36	0.61	0.38	0.38	0.41	0.33	0.43	0.34	0.25	0.23	0.15	0.10	

Figura 4-26 Gráfica Deformación – Tiempo de la mezcla asfáltica G4

**Deformaciones plásticas permanentes Granulometría G5
[4.5% AC-20 Cadereyta]**



Tiempo, (min.)																
0	1	2	3	4	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Deformación, (mm)																
0.00	0.95	1.43	2.19	2.63	3.04	5.33	8.78	10.65	12.08	13.73	15.62	17.23	18.46	19.25	19.96	20.48
Velocidad de Deformación, (mm/seg)																
0.95	0.47	0.77	0.44	0.41	0.46	0.69	0.38	0.29	0.33	0.38	0.32	0.25	0.16	0.14	0.11	

Figura 4-27 Gráfica Deformación – Tiempo de la mezcla asfáltica G5

4.7 Ensayo del péndulo inglés (ASTM E 303-93)

El Ensayo del Péndulo Inglés se realizó a las probetas que posteriormente serían ensayadas en la máquina de pista. El objetivo del ensayo es evaluar el coeficiente de resistencia al deslizamiento que es un indicador de la microtextura en la mezcla asfáltica.

Para determinar el coeficiente de resistencia al deslizamiento se limpió y humedeció la superficie de la muestra para evaluar su microtextura bajo condiciones adversas. Con el Péndulo Inglés previamente nivelado y ajustado se efectúan la medición del coeficiente de resistencia al deslizamiento. Se efectuaron cinco mediciones con una diferencia de ± 0.02 para luego ser promediadas y corregidas por temperatura para de esta manera obtener el coeficiente de resistencia al deslizamiento **Tabla 4-11**.

Tabla 4-11 Características adicionales en la mezcla asfáltica empleando el Ensayo del Péndulo Inglés.

Características de la mezcla	G1	G2	G3	G4	G5
Coeficiente de Resistencia al Deslizamiento	0.74	0.79	0.72	0.65	0.75

La evaluación y correlación de valores para el coeficiente de resistencia al deslizamiento en diferentes superficies ha contribuido significativamente para poder clasificar una mezcla asfáltica mediante el ensayo del péndulo inglés.

En la Tabla 4-12 se presenta la calificación del coeficiente de resistencia al deslizamiento en función del rango en el que se encuentre.

Tabla 4-12 Criterio para evaluar el coeficiente de resistencia al deslizamiento

CDR	Calificación
< 0.5	Malo (derrapamiento del vehículo)
0.51 - 0.6	De regular a malo
0.61 - 0.8	Bueno
0.81 - 0.9	De bueno a regular
> 0.91	Malo (desgaste de neumáticos)

Realizar este ensayo al inicio de la vida útil de un pavimento permite planear anticipadamente el tiempo que proporcionará una superficie segura al usuario y programar sus periodos de rehabilitación.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Introducción

El análisis y las pruebas tienen como principal objetivo ser relacionadas con el desempeño que tendrá la mezcla asfáltica para prevenir los tipos básicos de deterioro que puedan presentarse una vez construida la carpeta asfáltica: deformación permanente, agrietamiento por fatiga y agrietamiento por temperatura.

Actualmente con los requerimientos exigidos por las normas de la S.C.T., para una mezcla asfáltica densa con un nivel de tráfico mayor a un millón de ejes equivalentes, el alcance en su análisis y ensayos son muy limitados.

Por otro lado, Superpave exige para sus mezclas asfálticas que exceden de un millón de ejes equivalentes desarrollar el Nivel II y III de sus especificaciones (Ver tabla 3-10) para lograr una adecuada predicción de su desempeño (performance). De tal manera, resulta imprescindible estudiar, conocer y adaptar ensayos a nuestras condiciones tecnológicas y económicas que puedan caracterizar estas mezclas asfálticas con un nivel de confiabilidad aceptable.

En este capítulo son comparados y discutidos los resultados proporcionados por el actual método empleado en México (Marshall), así como las propiedades adicionales obtenidas a partir de los ensayos propuestos para enriquecer la caracterización del desempeño de nuestras mezclas asfálticas. Los cálculos completos son presentados en los Anexos A, B y C.

5.2 Análisis de la mezcla asfáltica de acuerdo al Método Marshall

De acuerdo a los actuales criterios para diseño normados por la S.C.T., la mezcla asfáltica puede ser evaluada mediante los Métodos Marshall y Hveem.

Para fines de este proyecto, la caracterización fue realizada mediante el método Marshall por ser, al igual que los materiales empleados, usado comúnmente en la zona metropolitana y regiones aledañas a Monterrey, N.L.

El Contenido Óptimo del Asfalto fue obtenido mediante gráficas que presentaban las diferentes características de la mezcla asfáltica que solicitan las actuales normas de la S.C.T. Se seleccionaron diferentes contenidos de asfalto para la Estabilidad Marshall, vacíos en la mezcla y densidad aparente que brindaban un mejor comportamiento para la mezcla. El promedio de estos tres valores se reportó como el Contenido Óptimo del Asfalto. Adicionalmente se revisó la deformación, los vacíos en el agregado mineral y los vacíos ocupados por el asfalto. (Ver Anexo A).

En general, los resultados del ensayo Marshall proporcionaron valores de estabilidad inferiores a lo requerido por la norma para carpetas asfálticas con un nivel de tráfico entre 10^6 y 10^7 de ejes equivalentes (Ver Figura 5-1).

La mezcla asfáltica con granulometría G1 fue la única en cumplir con los 8000 N. de estabilidad Marshall mínima. Esta mezcla asfáltica contenía un tamaño máximo nominal de 9.5 mm. (3/8") y durante la elaboración de las probetas Marshall fue la mezcla con mejor trabajabilidad.

Adicionalmente, en la Figura 5-1, se presenta el criterio mínimo requerido para la estabilidad Marshall en carpetas asfálticas con un nivel de tráfico inferior a 10^6 de ejes equivalentes. Con este criterio se puede concluir que efectivamente la gradación del agregado pétreo proporciona mezclas asfálticas superiores a este nivel de tráfico pero no es suficiente para cumplir con los requisitos para carpetas asfálticas con una intensidad de tráfico más severa. Posiblemente se debe a que la curva granulométrica, a pesar de cumplir con los criterios dispuestos por la S.C.T., no ofrece un esqueleto mineral con la resistencia requerida. A su vez, el asfalto que es clasificado como un AC-20 por la Refinería de Cadereyta, posee valores de penetración inferiores al mínimo recomendado por las normas, lo que representa un asfalto duro y susceptible

Es importante mencionar que a pesar de haber obtenido valores para la Estabilidad y la Deformación Marshall fuera de especificación, la correcta fabricación de las probetas puede verificarse al revisar las densidades registradas para las cinco mezclas asfálticas. La diferencia entre el máximo y el mínimo valor de densidad obtenido es menor a 0.005 gr/cm^3 , además la relación de vacíos lograda en los agregados y en la mezcla confirma que la fabricación de las probetas se realizó adecuadamente, al igual que la determinación del contenido óptimo del asfalto.

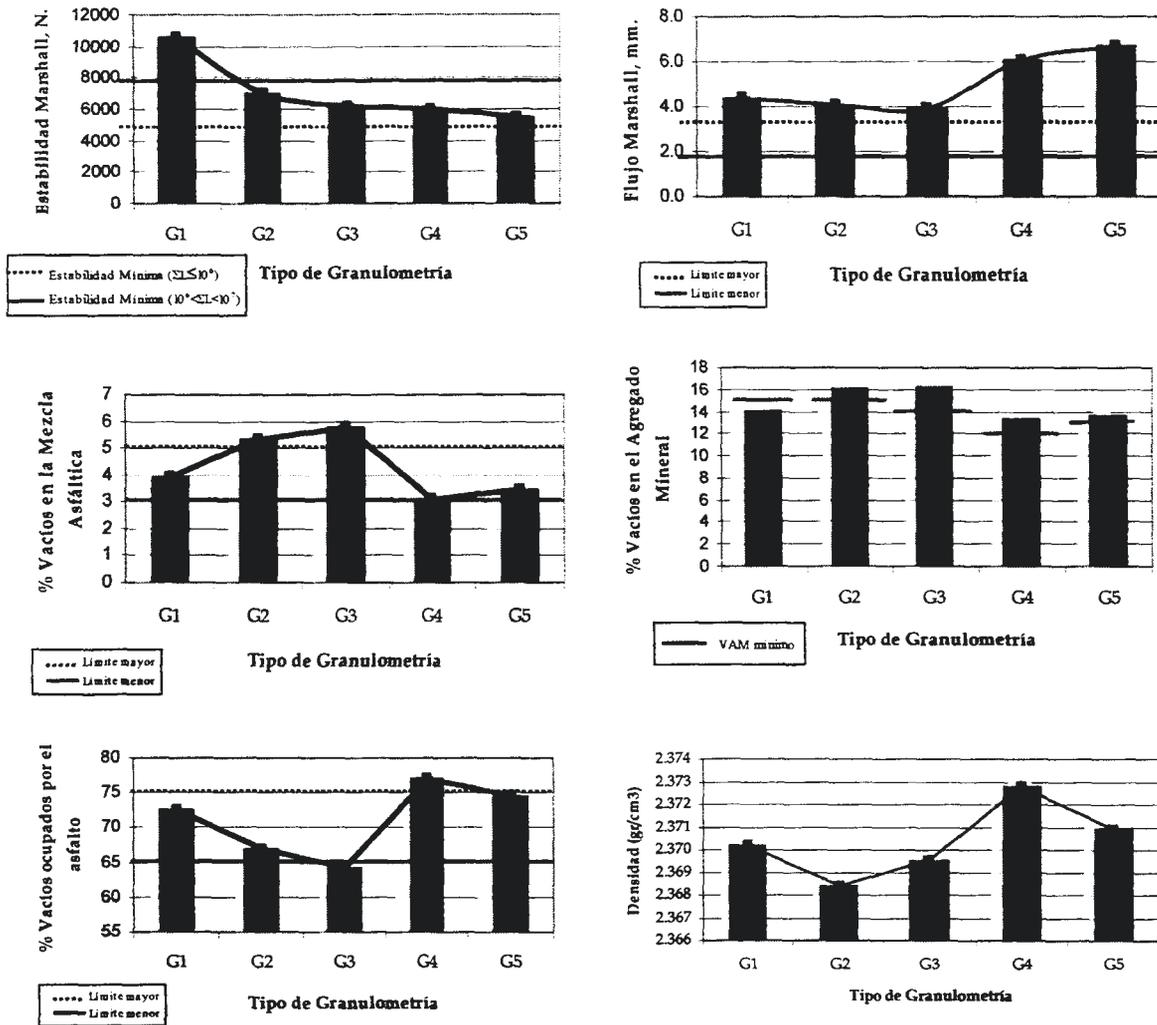


Figura 5-1 Valores obtenidos a partir del Diseño Marshall para las cinco mezclas asfálticas

También se logra apreciar como en la medida que se incrementa la cantidad de material grueso en la granulometría, el porcentaje de vacíos ocupados por el asfalto aumenta y por ende el flujo Marshall.

La Estabilidad Marshall conserva una relación inversamente proporcional con el Flujo Marshall en la medida que se incrementa el material grueso en la granulometría.

Sin duda, la mezcla asfáltica con la granulometría G1 fue la que tuvo un mejor comportamiento de acuerdo al diseño Marshall. Los valores de estabilidad, relación de vacíos en la mezcla y vacíos llenos con asfalto se encuentran dentro de las especificaciones, sin embargo la deformación y los vacíos en el agregado se encuentran apenas fuera de los valores especificados por la norma.

Otra característica importante es que las granulometrías a las que se les hizo modificación en su granulometría para que pudieran ser compactadas con el equipo Marshall presentan un flujo mayor que las granulometrías inalteradas como era de esperarse pues tenían un exceso de material de $\frac{3}{4}$ ".

A pesar de que los valores obtenidos para la deformación Marshall y los vacíos en el agregado mineral se encuentran fuera de norma podrían realizarse otros ensayos para verificar si estos valores afectan en demasía el comportamiento de la mezcla y correlacionar la información a partir del Diseño Marshall.

En general, los bajos resultados de las cinco granulometrías pueden atribuirse a la gradación de agregado mineral pues a pesar de cumplir con los criterios propuestos por la S.C.T. y Superpave (Figuras 4-3 a 4-12), según criterios españoles las granulometrías empleadas para este proyecto no son adecuadas para mezclas densas.

Por su parte, las características del asfalto AC-20 tampoco son las más adecuadas para la mezcla asfáltica. De acuerdo al índice de penetración registrado para el asfalto, este se encuentra en la frontera de los asfaltos susceptibles a la temperatura. Además, después de su envejecimiento el asfalto pierde notablemente su ductilidad, el punto de reblandecimiento excede el rango permitido por la norma y la penetración retenida es inferior al mínimo especificado lo que indica que el proceso de envejecimiento afecta notablemente las características deseadas en el asfalto.

Es importante puntualizar que al finalizar esta etapa solamente hemos encontrado algunos indicadores del comportamiento de la mezcla asfáltica. Sin embargo, considerando que se están evaluando mezclas asfálticas que deberán soportar una intensidad de tráfico mayor a un millón de ejes equivalentes, resulta conveniente conocer a mayor detalle el comportamiento mediante ensayos adicionales que aporten o complementen otras propiedades mecánicas de la mezcla asfáltica como el agrietamiento por fatiga y las deformaciones plásticas.

5.3 Ensayos adicionales para el diseño de la mezcla asfáltica

A continuación se presenta el análisis obtenido de los tres ensayos adicionales propuestos.

5.3.1 Ensayo de tensión indirecta

El Ensayo a Tensión Indirecta se realizó con la intención de reproducir en el laboratorio el estado de esfuerzos de tensión crítico que se produce en la fibra inferior de la capa bituminosa, bajo la carga.

A partir del ensayo se obtiene la máxima resistencia a tensión indirecta, la energía de fractura, la tenacidad y el módulo estático de las cinco mezcla asfálticas bajo estudio.

5.3.1.1 Resistencia a Tensión Indirecta

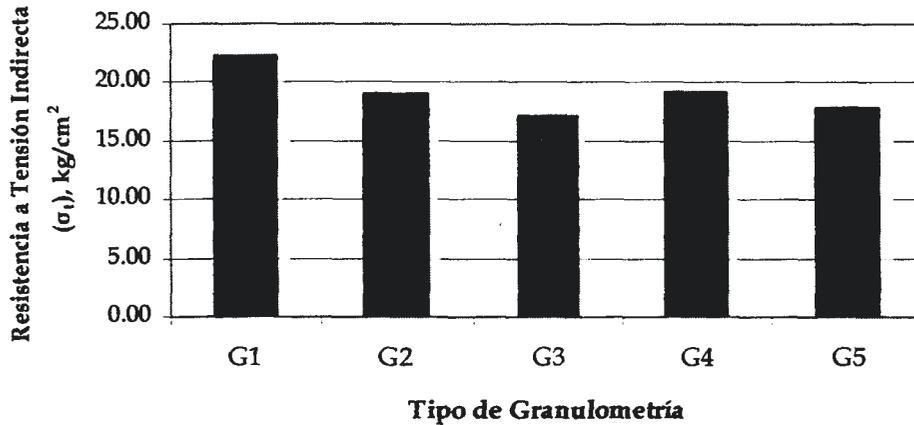


Figura 5-2 Resistencia a Tensión Indirecta para los cinco tipos de mezcla asfáltica

Estudios similares han arrojado valores para mezclas asfálticas densas con asfalto convencional y agregados triturados de caliza alrededor de 40 kg/cm² [5], con lo que se consideran bajos los valores obtenidos tomando en cuenta que las mezclas asfálticas se están diseñando para un tráfico superior al millón de ejes equivalentes.

Al igual que para la Estabilidad Marshall, la mezcla asfáltica G1 registró un mejor comportamiento que el resto de las mezclas. En general, la tendencia de los valores obtenidos para la resistencia a la tensión indirecta fue muy parecida a la que se presentó para los valores de estabilidad Marshall.

5.3.1.2 Energía de fractura

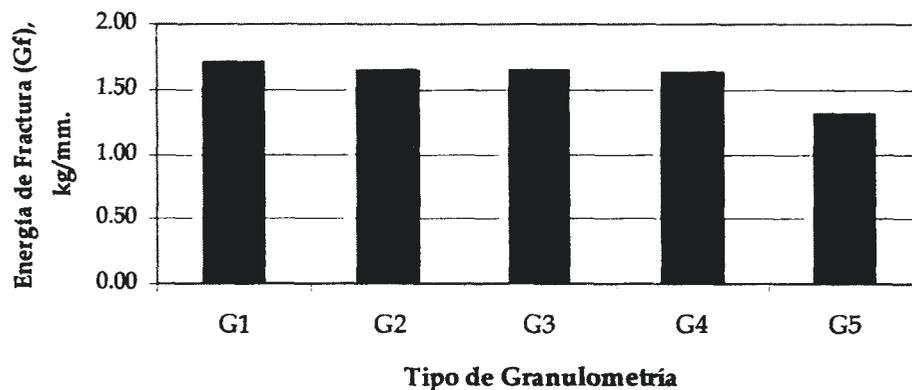


Figura 5-3 Energía de Fractura para los cinco tipos de mezcla asfáltica

La energía requerida para fracturar las probetas ensayadas a tensión indirecta presenta gran uniformidad en los valores obtenidos para las cuatro primeras mezclas asfálticas. Sin embargo esta variable corrobora el hecho de que la granulometría para la mezcla G5 se encuentre fuera de especificación, permitiendo

la fractura de la probeta al aplicar una cantidad menor de energía que para el resto de las mezclas asfálticas.

5.3.1.3 Tenacidad

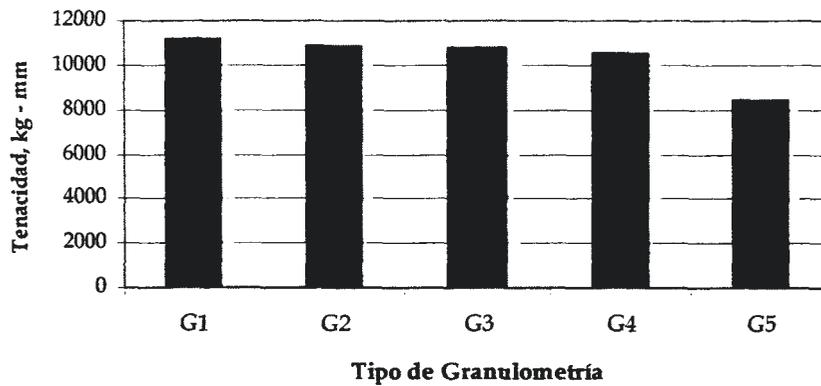


Figura 5-4 Tenacidad para los cinco tipos de mezcla asfáltica

Los valores de tenacidad al igual que los obtenidos para la energía de fractura se mantuvieron uniformes para las mezclas asfálticas G1, G2, G3 y G4, y por su parte la mezcla asfáltica G5 presenta menor tenacidad, lo que indica que esta mezcla presenta mayor susceptibilidad ante los esfuerzos de tensión producidos en la carpeta asfáltica.

5.3.1.4 Módulo Estático

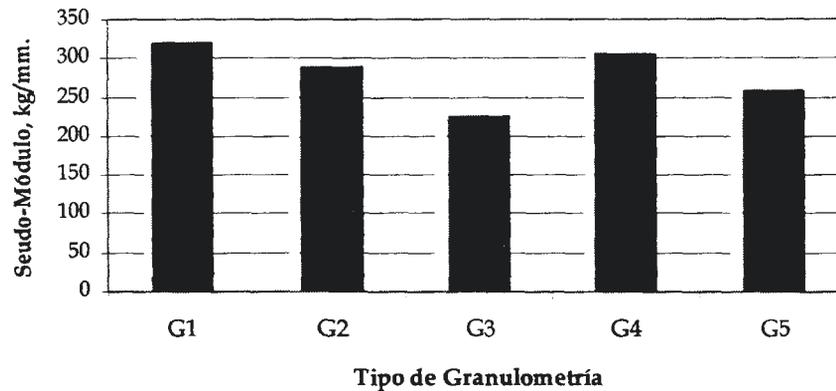


Figura 5-5 Módulo estático para los cinco tipos de mezcla asfáltica

En lo que respecta al Módulo Estático los valores obtenidos fueron bastante variables. La mezcla asfáltica G3 registró el menor módulo dando como resultado una mezcla que permite grandes deformaciones, en proporción a la carga de fractura, antes de fracturarse ante los esfuerzos de tensión. En cambio, las mezclas G1 y G4 poseen valores mayores lo que representa una mezcla más rígida ante la aplicación de una carga diametral .

5.3.2 Ensayo de Pista

El ensayo de pista al pertenecer al grupo de ensayos de simulación tiene por objetivo reproducir el comportamiento de la mezclas asfáltica ante el efecto de las cargas provocadas por el tráfico vehicular. Por lo tanto, es un ensayo adicional adecuado para diseñar mezclas asfálticas resistentes a las deformaciones plásticas permanentes.

5.3.2.1 Deformación Máxima

En la Tabla 5-1 se aprecian los valores obtenidos en pastillas de 30x15x5 cm. elaboradas con el contenido óptimo de cada mezcla asfáltica.

Tabla 5-1 Características adicionales en la mezcla asfáltica empleando el Ensayo de la Máquina de Pista

Características de la mezcla	G1	G2	G3	G4	G5
Deformación máxima " Δ_{max} ", (mm)	22.25	15.24	14.48	21.08	20.48
Velocidad de deformación entre los 45-60 min., (mm/min)	0.175	0.212	0.251	0.163	0.135

Deformaciones Plásticas Permanentes

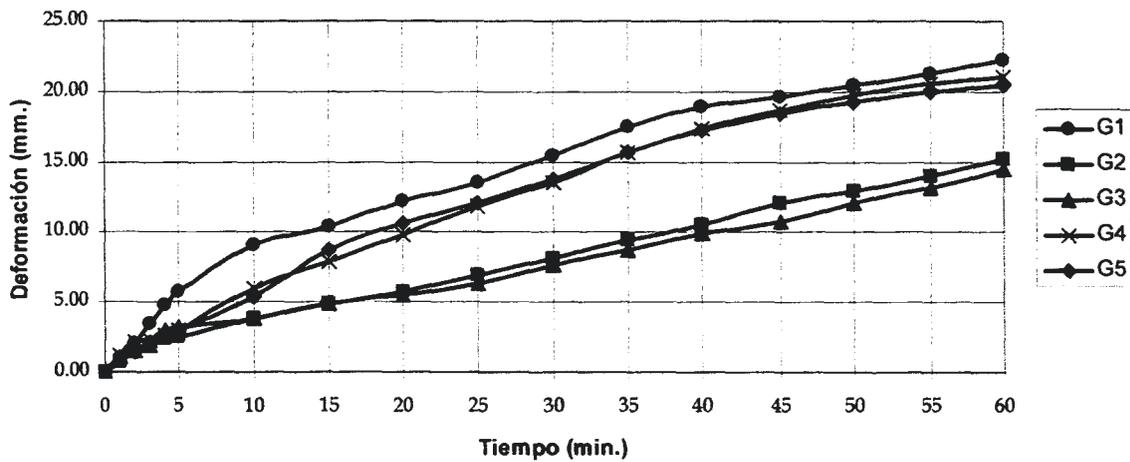


Figura 5-6 Comparación de la curva deformación – tiempo de las cinco mezclas asfálticas

Antes de efectuar el ensayo de pista, la mezcla asfáltica G1 podría se clasificada como la mezcla con mejores características entre las cinco analizadas, sin embargo

en la Figura 5-6 se distingue por presentar la mayor deformación. Al realizar el ensayo de pista para complementar la información del ensayo Marshall se ha podido evaluar las cinco mezclas asfálticas reproduciendo en el laboratorio el comportamiento que tendrán a las deformaciones plásticas permanentes y no simplemente con los valores de estabilidad y deformación Marshall que fácilmente podrían ser malinterpretados como en el caso de la mezcla G1.

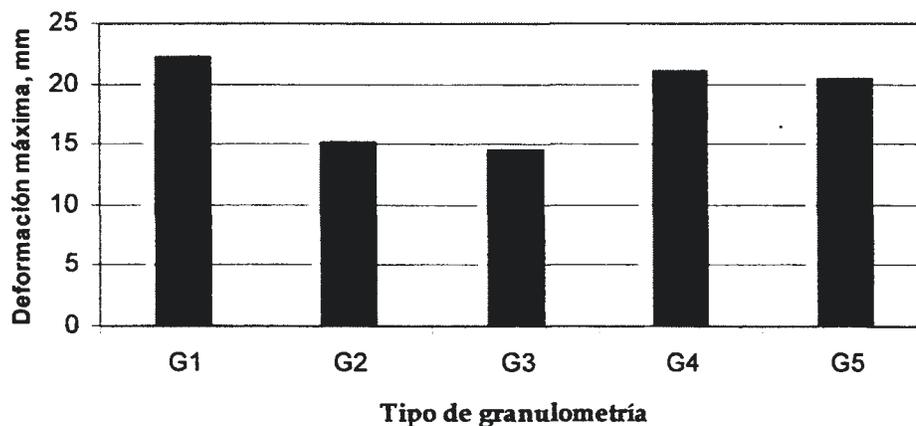


Figura 5-7 Deformación Máxima para los cinco tipos de mezcla asfáltica

Si comparamos los valores de la Figura 5-7 obtenidos para las mezclas asfálticas diseñadas con los valores de otras mezclas asfálticas presentados en la Tabla 5-2 , se puede observar que la incorporación de asfalto modificado mejora significativamente el comportamiento al ahuellamiento y que los valores de deformación máxima obtenida para las cinco mezclas asfálticas con asfalto convencional están en el orden esperado para asfalto convencional.

En el Anexo C se presentan las fotografías de las probetas ensayadas con la Máquina de Pista.

Tabla 5-2 Valores de deformaciones plásticas de diferentes mezclas asfálticas densas

Clasificación	Deformación	Número de veces que aumenta la deformación de las mezclas con la incorporación de fibras o modificador
D-0-C-4	13.272	2.55
D-0-C-5	35.306	6.78
D-2-C-4	10.605	2.04
D-2-C-5	20.955	4.02
D-9-C-4	12.891	2.48
D-9-C-5	21.844	4.20
D-0-M-4	5.715	1.10
D-0-M-5	8.827	1.70
D-2-M-4	5.207	1.00
D-2-M-5	8.636	1.66
D-9-M-4	6.033	1.16
D-9-M-5	10.287	1.98

En la Tabla 5-2 los dígitos de la clasificación significan: D = Densa; 0, 2 y 9 son carencia de fibra, fibra acrílica 210 y fibra acrílica 910, respectivamente; C y M son cementos asfáltico convencional y modificado, respectivamente y 4 y 5 es el contenido de cemento asfáltico en porcentajes del peso del agregado del pétreo.

Además de las deficiencias del asfalto convencional ante las deformaciones plásticas permanentes existe la incógnita de la resistencia proporcionada por la estructura del agregado. En el capítulo anterior las granulometrías empleadas en el presente proyecto fueron comparadas contra criterios Superpave y del Pliego Español, encontrando diferencias entre las especificaciones españolas y las propuestas por la S.C.T.

5.3.2.2 Velocidad de Deformación

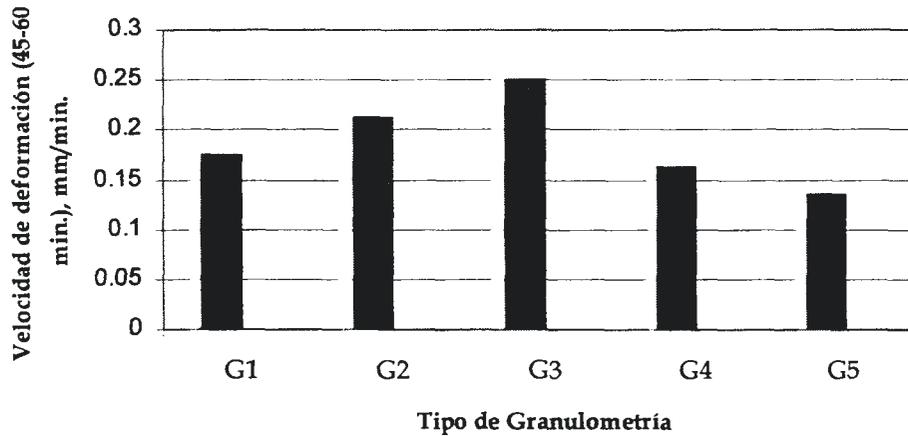


Figura 5-8 Velocidad de deformación para los cinco tipos de mezcla asfáltica

La velocidad de deformación tiene la intención de identificar aquellas mezclas que tengan un proceso acelerado de ahuellamiento. Para la mezcla G5 se presentan deformaciones menores durante el último cuarto de la duración en la prueba. Sin embargo, en este caso este valor no resultó relevante dado que las deformaciones a ese tiempo ya eran significativas.

5.3.3 Ensayo de Péndulo Inglés

Con el ensayo del péndulo inglés se pretende obtener un indicador de la microtextura de los cinco diferentes tipos de mezcla tratados en el presente estudio. El Péndulo Inglés tiene como ventaja su bajo costo, además evalúa puntualmente la muestra en condiciones saturadas de agua. Es importante comentar que este ensayo sirve para caracterizar la resistencia al deslizamiento a medianas velocidades. (50 km/hr.).

5.3.3.1 Coeficiente de Resistencia al Deslizamiento

En la Figura 5-9 es presentado el promedio de las mediciones con el Péndulo Inglés para las cinco mezclas asfálticas. El valor del número del péndulo es adimensional y está corregido a 25°C.

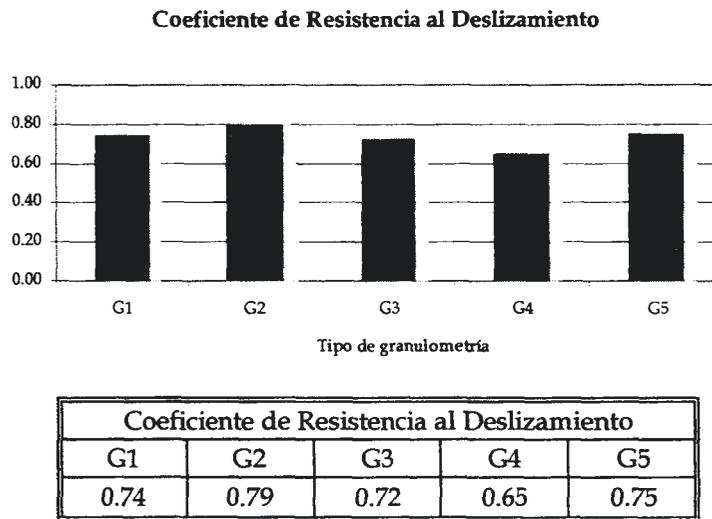


Figura 5-9 Coeficiente de Resistencia al Deslizamiento para los cinco tipos de mezcla asfáltica

Al comparar los valores obtenidos para el coeficiente de resistencia al deslizamiento con los valores de la Tabla 5-3 se identifica que las cinco mezclas asfálticas presentan una buena microtextura lo que garantiza una adecuada adherencia a bajas velocidades, al menos durante el inicio del ciclo de vida del pavimento.

Tabla 5-3 Criterio para evaluar el coeficiente de resistencia al deslizamiento

CDR	Calificación
< 0.5	Malo (derrapamiento del vehículo)
0.51 - 0.6	De regular a malo
0.61 - 0.8	Bueno
0.81 - 0.9	De bueno a regular
> 0.91	Malo (desgaste de neumáticos)

A partir de los valores obtenidos para el coeficiente de resistencia al deslizamiento se deberían hacer revisiones periódicas de las condiciones del pavimento para lograr generar un historial del ciclo de vida de los pavimentos construidos con el tipo de agregados empleados en la región y programar sus periodos de rehabilitación anticipadamente.

En general, con los resultados de los ensayos adicionales propuestos se ha complementado la información obtenida a partir del ensayo Marshall. Ahora se conoce el comportamiento de las cinco mezclas asfálticas ante deformaciones plásticas permanentes, mediante la aplicación del ensayo de pista, y la resistencia ante el agrietamiento por fatiga simulando el estado de esfuerzos mediante el ensayo a tensión indirecta. Adicionalmente se obtuvo un indicador de la calidad en la microtextura para las cinco mezclas asfálticas mediante el ensayo del péndulo inglés.

6. CONCLUSIONES

6. CONCLUSIONES

De acuerdo a los ensayos requeridos por las normas de la S.C.T para garantizar la calidad de los agregados pétreos y el cemento asfáltico, se puede concluir:

1. El agregado pétreo producto de la trituración de rocas calizas presenta un bajo contenido de arcillas dado que en las cinco granulometrías, el valor mínimo registrado correspondió a la Granulometría G3 la cual excedía un 12% al valor recomendado por las normas.
2. Para el porcentaje de partículas alargadas y lajeadas el valor máximo especificado es de 35% manteniéndose las cinco granulometrías por debajo de ese valor como mínimo 7% y 11% respectivamente. Con lo anterior se limita la presencia de material con la tendencia a quebrarse durante la construcción y bajo el tránsito.
3. La tenacidad del agregado pétreo fue otra característica que las cinco granulometrías presentaron. Dicha propiedad fue analizada mediante la Prueba de los Ángeles en donde se obtuvo en promedio valores inferiores en un 4% a lo especificado por las normas.
4. La densidad relativa de los agregados se ubicó entre 2.63 y 2.7 excediendo al 2.4 requerido por las normas.
5. Para la evaluación de la granulometría proporcionada a la mezcla asfáltica, fueron comparadas contra los criterios propuestos por la S.C.T. y adicionalmente con los criterios establecidos por Superpave y por el Pliego Español de Prescripciones Técnicas.

6. En relación a las pruebas efectuadas al asfalto, se encontró que las características requeridas para poder clasificarlo como AC-20 no eran satisfechas. Por lo tanto, a pesar de que la refinería de Cadereyta vende este producto como AC-20 es necesario verificar su calidad.
7. El ensayo de envejecimiento debilitó notablemente la ductilidad del asfalto que es un indicador de la resistencia para soportar las deformaciones a que se verán sometidos en la carretera, debidas al tráfico y a las variaciones térmicas.

Al evaluar los valores obtenidos, a partir del Ensayo Marshall y los Ensayo Adicionales, con las especificaciones emitidas por la S.C.T. para una intensidad de tráfico superior a un millón de ejes equivalentes , se puede concluir que:

1. En general, las mezclas asfálticas evaluadas presentan valores bajos en estabilidad y altos en deformación que no cumplen con la especificación. Sin embargo, podría resultar subjetivo tomar una decisión únicamente con esos valores pues no representan fielmente las sollicitaciones a las que estarán sujetas las mezclas asfálticas.
2. Es importante señalar que aunque la mezcla asfáltica G1 estaba fuera de especificación en la cantidad de vacíos en el agregado y en deformación Marshall, éstas diferencias eran mínimas, por lo que podría tomarse una mala decisión al ser simplemente aceptada o rechazada sin evaluar con mayor detalle su comportamiento.
3. La implementación del Ensayo de Pista en el diseño de las mezclas asfálticas identificó que las cinco propuestas presentaban problemas de deformaciones plásticas permanentes; resaltando el hecho de que la

mezcla asfáltica G1, que durante el Diseño Marshall fue la mezcla que mejores resultados obtuvo, durante su evaluación en la máquina de pista presentó la máxima deformación.

4. Los valores de resistencia a la Tensión Indirecta resultaron bastante limitados, coincidiendo con los valores de estabilidad obtenidos para las mezclas asfálticas mediante el Ensayo Marshall. Sin embargo, ahora se conoce realmente el comportamiento que tienen las cinco mezclas propuestas ante el agrietamiento por fatiga.
5. Los valores adicionales obtenidos a partir del Ensayo a Tensión Indirecta como son la Tenacidad, Energía de Fractura y Módulo Estático complementan la información sobre la rigidez que presentan las probetas ensayadas.
6. Por otro lado, el Coeficiente de Resistencia al Deslizamiento obtenido mediante el Ensayo del Péndulo Inglés identificó en las cinco mezclas asfálticas una adecuada adherencia entre la microtextura y las llantas del vehículo a bajas velocidades. Así mismo, contribuye a la planeación anticipada de los trabajos para la rehabilitación de los pavimentos.

Conclusiones Generales:

Al evaluar el comportamiento de las mezclas asfálticas, únicamente con el ensayo Marshall, se pasan por alto características sobre el comportamiento ante el agrietamiento por fatiga y a las deformaciones plásticas permanentes, resultando un análisis incompleto de las mezclas que podría traducirse en pavimentos con un periodo de servicio menor para el cual fue diseñado.

El Ensayo de Tensión Indirecta contribuye notablemente en el diseño de mezclas asfálticas reportando características que permiten comprender el comportamiento de la mezcla ante un estado de esfuerzos más apegado a la realidad. Así mismo, el equipo requerido para realizar el ensayo forma parte de la mayoría de los laboratorios de pavimentos en nuestro país, por lo que no supone ninguna inversión adicional.

El Ensayo de Pista ha tenido una limitada utilización en México, sin embargo a partir de anteriores investigaciones realizadas en el ITESM y de la presente investigación se pretende ilustrar las grandes ventajas que ofrece; al ser un ensayo de simulación que busca mejorar el diseño de mezclas asfálticas ante deformaciones plásticas permanentes.

A partir de la presente investigación se hacen evidentes algunas deficiencias tanto en los materiales como en las actuales especificaciones. Lo anterior, hace indispensable un profundo análisis de los materiales para exceder los requerimientos descritos en las normas y evidentemente invita a comparar y revisar las actuales especificaciones con sus similares de otros países y no simplemente traducir e implementar criterios que no han sido adaptados a nuestro entorno.

La continua investigación e implementación de ensayos que contribuyan a complementar los métodos actuales de diseño, aportando importantes variables para el conocimiento del desempeño de nuestras mezclas asfálticas, es una excelente alternativa para países como México; en virtud de la actual situación económica que impide la completa implementación de una metodología tan costosa como Superpave.

En principio, las cinco granulometrías se ubicaron al centro de los husos granulométricos especificados por la S.C.T. Sin embargo, las granulometrías G4 y G5 fueron modificadas porque el equipo de compactación Marshall limita el Tamaño Máximo del Agregado a $\frac{3}{4}$ " , sin embargo la modificación sólo afectó a la granulometría G5. Por lo tanto, las granulometrías G1, G2, G3 y G4 se ubicaron dentro de las especificaciones, a diferencia de las granulometrías G5 a las que se les sustituyó el material de 1" y 1 $\frac{1}{2}$ " por material de $\frac{3}{4}$ ".

El criterio de Superpave para la estructura del agregado coincidió con los requerimientos de la S.C.T., quedando así la granulometría G5 fuera de especificación. Sin embargo, ninguna de las cinco granulometrías invadió la zona restringida.

Por último, al comparar la estructura granular contra las especificaciones técnicas españolas se detectó que existen algunas diferencias con respecto a las nuestras. Para las normas mexicanas existe la posibilidad de incluir agregado pétreo con tamaño máximo nominal de hasta 1 $\frac{1}{2}$ " , en cambio para las normas españolas el tamaño máximo nominal del agregado se limita a 1". Por otro lado, las granulometrías G4 y G5 mantienen una tendencia similar a la de los husos granulométricos para mezclas asfálticas gruesas. Para las granulometrías G1, G2 y G3 no se logró identificar claramente una tendencia dado que al compararlas con los husos granulométricos para mezclas densas presentaron una escasez de finos entre las mallas No. 4 a la No. 60 y al compararlas con husos para mezclas semidensas estaban fuera de especificación tanto en agregado fino como grueso.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- [1] The Asphalt Institute.1996. **Superpave Mix Design**. Superpave Series No.2 (SP-2).US. 1996
- [2] Leahy, Rita, Hicks, R. Gary, y Monismith, Carl L. **Asphalt Update**. ABI/Inform Global. New York. April 1996
- [3] Garber, Nicholas J. 1999. Traffic and Highway Engineering. 2da. Edición. PWS Publishing. California, U.S.A.
- [4] The Asphalt Institute. **The Asphalt Handbook**.USA.1989
- [5] **Matínez, Claudia. 1998. Empleo de fibras en la elaboración de mezclas asfálticas para pavimentos de graduación abierta. Tesis. ITESM Campus Monterrey. Mayo 1998.**
- [6] **Quintana, Armando. 1998. Evaluación de mezclas asfálticas frente a deformaciones plásticas permanentes mediante el Ensayo de Pista en Laboratorio. Tesis. ITESM Campus Monterrey. Noviembre 1998.**
- [7] **Aviles, Oscar. 2002. Implementación del Índice de Fricción Internacional de la AIPCR para el área metropolitana de Monterrey. Tesis. ITESM Campus Monterrey. Diciembre 2002.**
- [8] The Asphalt Institute. **Manual del Asfalto**. USA. 1973
- [9] The Asphalt Institute. **Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing**. Superpave Series No. 1 (SP-1), USA. 1996
- [10] Wicander, Reed y Monroe James S. **Fundamentos de Geología**. Central Michigan University. 2da edición. Junio 2000
- [11] Espíndola, Juan Manuel. **Minerales y Rocas**. Universidad Nacional Autonoma de México. 1986
- [12] **Limón, Rafael Ángel. Propuesta para el diseño y control en campo de mezclas asfálticas. Tercer Congreso Mexicano del Asfalto. Agosto 2003**

- [13] Cepeda, Jorge. **Aplicación del Ensayo de Tensión Indirecta al Diseño de Mezclas Asfálticas Densas**. Tercer Congreso Mexicano del Asfalto. Agosto 2003
- [14] Kraemer, Carlos. **Carreteras II**. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España 1999.
- [15] Pérez, Juan José. **Cálculo del módulo de elasticidad de mezclas bituminosas**. A.E.P.O. Ingenieros Consultores. Madrid, España 1997.
- [16] Martínez, Adriana Hayde. **Aseguramiento de la calidad de mezclas bituminosas mediante la aplicación del ensayo de tracción indirecta en el control de su ejecución**. Universidad Técnica de Cataluña. Tesis Doctoral. Barcelona, España 2000.
- [17] Cepeda Aldape, Jorge. **Análisis del comportamiento de mezclas asfálticas a fisuración por fatiga mediante la aplicación de un nuevo ensayo dinámico a Tracción Indirecta**. Universidad Técnica de Cataluña. Tesis Doctoral. Barcelona, España 2002.
- [18] The Asphalt Institute. **Antecedentes del Diseño Análisis de Mezclas de Superpave**. Traducción suministrada por el Instituto Panamericano de Carreteras. Buenos Aires, Argentina. Agosto 1996.
- [19] Kennedy Thomas W. **Characterization of asphalt pavement materials using the Indirect Tensile Test**. American Association of Pavement Technologist. Vol. 46 1997.
- [20] Kennedy T. W., White T. D., and Epps J. A. **Use of Material Test and Pavement Design Procedures to Evaluate New Paving Binders**. Properties of Flexible Pavement Materials, ASTM STP 807, J.J. Emery, De., American Society for Testing and Materials, 1983.
- [21] Secretaria de Comunicaciones y Transportes. **Normativa para la infraestructura en el transporte**. Versión actualizada al 9 de diciembre de 2002
- [22] Rodríguez, Jorge. **Esquema Actual y Futuro de Producción en PEMEX Refinación**. Tercer Congreso Mexicano del Asfalto. Agosto 2003
- [23] Hernández, Juan José. **Estudio Comparativo de asfalto modificado con diversos polímeros**. Tercer Congreso Mexicano del Asfalto. Agosto 2003

- [24] Villalaz, Crespo. **Vías de Comunicación, Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos.** Editorial LIMUSA, 1996
- [25] Less, G. **Skid resistance of bituminous and concrete surfacing.** Developments in Highways Pavement Engineering, Applied Science Publishers, London, 1990.
- [26] American Society for Testing and Materials. **Standard Method of Test for Surface Frictional Properties using the Brithis Pendulum Tester.** ASTM E 303, Philadelphia, USA
- [27] Normas NLT. **Resistencia a Compresión Diametral (Ensayo Brasileño).** NLT-346/90. España
- [28] Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. **Recomendaciones sobre mezclas bituminosas en caliente.** Orden circular 299/89T. Madrid, España 1989.
- [29] Normas NLT. **Resistencia a la Deformación Plástica de las Mezclas Bituminosas mediante el Ensayo de Pista de Laboratorio.** NLT-173/84. España
- [30] Fonseca, Carlos H. **Evaluación de la Aplicación de Cemento Asfáltico Modificado Erpro-Sealoflex en la Autopista Monterrey – Nuevo Laredo.** Publicado en el XII Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto (CILA), Ecuador 2003.
- [31] Fonseca, Carlos H., Serment Vinicio y López Luis. **Auscultación de Tramos de Pruebas Construidas con Mezclas Asfálticas Resistentes al Deslizamiento Propuestas como Solución a las Superficies de Rodamiento del Área Metropolitana de Monterrey.** Publicado en el XII Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto (CILA), Ecuador 2003.
- [32] Puzinauskas V.P. **Properties of Asphalt Cement.** Asphalt Institute. Report No. 80-2 Maryland U.S.A: January 1999.
- [33] Chang Carlos. **Metodologías para el Control de Calidad en la Construcción de Pavimentos de Concreto Asfáltico.** Publicado en el XII Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto (CILA), Peru 2001.
- [34] Luna Salvador, Pagola Marta B. y Díaz Francisco. **Estudio de la Medición del Coeficiente Pulido Acelerado.** Publicado en el XII Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto (CILA), Ecuador 2003.

- [35] Chang Carlos. **Metodologías para la Determinación de la Rugosidad de Pavimentos y su Aplicabilidad en la Calidad de Equipos de Medición**. Publicado en el XII Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto (CILA), Ecuador 2003.
- [36] Tellez Gutiérrez, Rodolfo. **Investigaciones recientes en pavimentos flexibles**. <http://www.imt.mx/Español/Notas/7/art2.html>.
- [37] Olivera, Fernando. **Estructuración de Vías Terrestres**. Editorial CECSA. México, D.F.
- [38] Rico, Alfonso y Del Castillo, Hermillo. **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres**. Volumen I y II. Editorial Limusa. México 1977.
- [39] Coree, Brian y Button, Joe. **Full Scale Rutting of Large Stone Asphalt Mixtures**. Paper No. 970471. Texas Transportation Institute. The Texas A&M University System, College Station. Texas 1997.
- [40] DUPONT Industrial Polymers Co. **Repeated Load Permanent Deformation Evaluation**. <http://www.dupont.com/asphalt/load.html>
- [41] Gershkoff, David. **The Influence of Binder Properties on the Wheel Tracking Rate of Hot Soller Asphalt**. Transport Research Laboratory. United Kingdom. <http://www.capa.org/publications/5150.htm>
- [42] Miro Recasens, José Rodrigo. **Metodología para la Caracterización de Ligantes Asfálticos mediante el empleo del Ensayo Cántabro**. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España 1994.

ANEXOS

A. Ensayo Marshall

A.1 Contenido Óptimo del Cemento Asfáltico

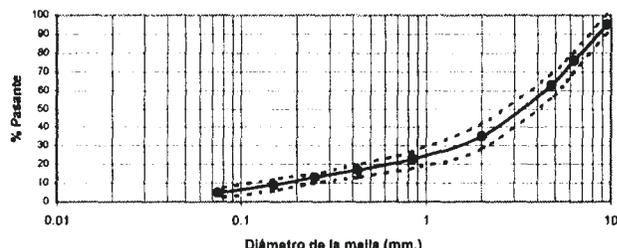
El diseño de las mezclas asfálticas empleadas en el proyecto se diseñaron mediante el ensayo Marshall (M-MMP-4-05-031) de acuerdo con las normas S.C.T., considerándose para una carpeta asfáltica con un nivel de tráfico mayor a 10^6 de ejes equivalentes.

A continuación se anexan en las Tablas A-1 a A-10 los cálculos y gráficas en las que se apoyó para determinar el Contenido Óptimo del Asfalto de cada una de las granulometrías propuestas.

Finalmente, en la Tabla A-11 se anexan los cálculos desarrollados para verificar el Contenido Óptimo del Asfalto de cada granulometría.

Tabla A-1 Cálculo del Contenido Óptimo del Cemento Asfáltico para la Granulometría G1

PARÁMETROS DE LA PROBETA	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ALTURA I	cm.	6.58	6.55	6.64	6.47	6.51	6.52	6.52	6.47	6.47	6.55	6.48	6.43	6.54	6.47	6.47
ALTURA II	cm.	6.58	6.56	6.63	6.49	6.54	6.52	6.47	6.45	6.43	6.52	6.48	6.44	6.57	6.48	6.48
ALTURA III	cm.	6.61	6.60	6.61	6.45	6.52	6.53	6.46	6.47	6.45	6.52	6.51	6.46	6.51	6.47	6.48
ALTURA MEDIA	cm.	6.59	6.57	6.63	6.47	6.52	6.53	6.48	6.46	6.45	6.53	6.49	6.44	6.54	6.47	6.48
PESO	grs.	1236.56	1237.17	1237.26	1247.72	1247.27	1243.36	1246.42	1247.12	1247.42	1258.34	1256.29	1250.86	1264.35	1262.83	1260.15
VOLUMEN	cm ³ .	534.27	532.60	537.14	524.44	528.92	529.03	525.52	524.06	522.71	529.30	526.43	522.49	530.43	524.81	525.14
DENSIDAD	gr/cm ³	2.31	2.32	2.30	2.38	2.36	2.35	2.37	2.38	2.39	2.38	2.39	2.39	2.38	2.41	2.40

Granulometría G1		Especificaciones S.C.T.		PROBETA No.	% C.A. en peso		% Vacíos		
					del agreg.	de la mezcla	en el agreg.	en la mezcla	llenos con asfalto
No. Golpes	75			1	3.5	3.38	15.2	7.60	50.0
Estabilidad, N.	8000			2	3.5	3.38	14.9	7.26	51.2
Flujo, mm.	2 - 3.5			3	3.5	3.38	15.6	8.04	48.5
VMC %	2 - 5			4	4.0	3.85	13.2	4.36	67.1
VAM %	14			5	4.0	3.85	14.0	5.21	62.8
VFA %	65 - 75			6	4.0	3.85	14.3	5.53	61.4
				7	4.5	4.31	13.9	4.01	71.2
				8	4.5	4.31	13.6	3.69	72.9
				9	4.5	4.31	13.4	3.42	74.5
				10	5.0	4.76	14.1	3.15	77.7
				11	5.0	4.76	13.8	2.78	79.9
				12	5.0	4.76	13.5	2.47	81.8
				13	5.5	5.21	14.3	2.26	84.2
				14	5.5	5.21	13.5	1.33	90.2
				15	5.5	5.21	13.7	1.60	88.4

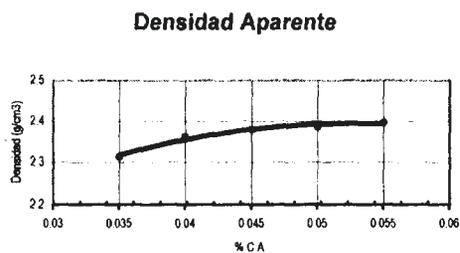
GRANULOMETRÍA			
Malla	% Pasa	% Retenido	% Ret. Parcial
1"	-----	-----	-----
3/4"	-----	-----	-----
1/2"	100	0	0
3/8"	95	5	5
1/4"	76	24	19
Nº 4	63	37	13
Nº 10	35	65	28
Nº 20	23	77	12
Nº 40	17	83	6
Nº 60	13	87	4
Nº 100	9	91	4
Nº 200	5	95	4

Observaciones:	
Peso específico del agregado: 2.637 gr/cm ³	
Asfalto AC-20 (Ver características en Tabla 4-2)	
Peso Específico del asfalto: 1.03 gr/cm ³	

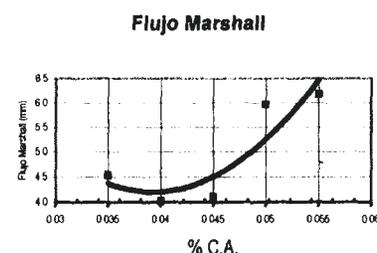
Tabla A-2 Gráficas para determinar el Contenido Óptimo de Asfalto en la Granulometría G1

Características de la Probeta	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Estabilidad	N	1150.00	1025.00	845.00	925.00	900.00	1000.00	960.00	980.00	1210.00	1000.00	990.00	940.00	815.00	940.00	1020.00
Factor corrección	-	0.96	0.96	0.93	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	1.00	0.96	0.96	0.96
Estab. Corregida	N	1104.00	984.00	785.85	888.00	864.00	960.00	921.60	940.80	1161.60	960.00	950.40	940.00	782.40	902.40	979.20
Flujo	mm.	4.57	4.83	4.19	4.06	3.81	4.19	4.06	3.94	4.32	5.72	6.10	6.10	7.11	6.35	5.08

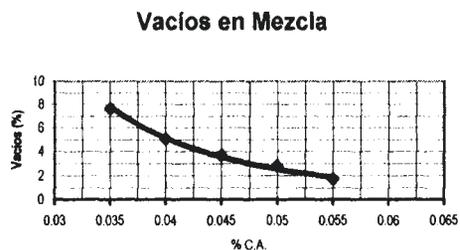
C.A	Densidad
3.5	2.31
4.0	2.36
4.5	2.38
5.0	2.39
5.5	2.40



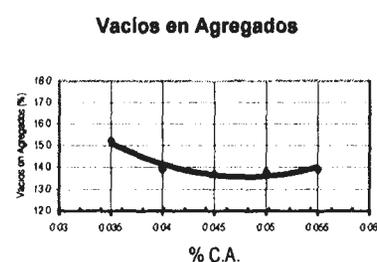
C.A	Flujo
3.5	4.5
4.0	4.0
4.5	4.1
5.0	6.0
5.5	6.2



C.A	VMC
3.5	7.63
4.0	5.03
4.5	3.71
5.0	2.80
5.5	1.73



C.A	VAM
3.5	0.0
4.0	13.9
4.5	13.7
5.0	13.8
5.5	13.9



C.A	Estabilidad
3.5	884.93
4.0	904.00
4.5	1008.00
5.0	950.13
5.5	888.00

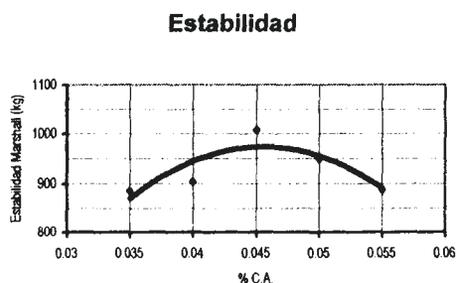


Tabla A-3 Cálculo del Contenido Óptimo del Cemento Asfáltico para la Granulometría G2

PARÁMETROS DE LA PROBETA	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ALTURA I	cm.	6.71	6.73	6.65	6.64	6.70	6.67	6.69	6.60	6.54	6.47	6.49	6.55	6.55	6.47	6.49
ALTURA II	cm.	6.72	6.69	6.65	6.63	6.73	6.64	6.68	6.61	6.52	6.50	6.46	6.59	6.55	6.47	6.48
ALTURA III	cm.	6.75	6.69	6.64	6.67	6.74	6.65	6.67	6.60	6.53	6.48	6.49	6.54	6.62	6.49	6.51
ALTURA MEDIA	cm.	6.73	6.70	6.65	6.65	6.72	6.66	6.68	6.60	6.53	6.48	6.48	6.56	6.57	6.48	6.50
PESO	grs.	1235.59	1241.51	1232.34	1243.23	1239.48	1238.91	1241.02	1247.12	1247.56	1248.17	1243.08	1249.59	1253.15	1253.52	1253.52
VOLUMEN	cm3.	545.30	543.46	538.81	538.97	545.03	539.62	541.68	535.24	529.35	525.68	525.46	531.95	532.81	525.35	526.76
DENSIDAD	gr/cm3	2.27	2.28	2.29	2.31	2.27	2.30	2.29	2.33	2.36	2.37	2.37	2.35	2.35	2.39	2.38

Granulometría G2		Especificaciones S.C.T.		PROBETA No.	% C.A. en peso		% Vacíos		
		No. Golpes	75		del agreg.	de la mezcla	en el agreg.	en la mezcla	llenos con asfalto
		Estabilidad, N.	8000	1	3.5	3.38	18.8	11.33	39.6
		Flujo, mm.	2 - 3.5	2	3.5	3.38	18.1	10.60	41.4
		VMC %	2 - 5	3	3.5	3.38	18.0	10.49	41.7
		VAM %		4	4.0	3.85	17.7	9.09	48.7
		VFA %	65 - 75	5	4.0	3.85	18.9	10.37	45.0
				6	4.0	3.85	18.1	9.51	47.4
				7	4.5	4.31	18.6	9.07	51.4
				8	4.5	4.31	17.3	7.53	56.4
				9	4.5	4.31	16.3	6.46	60.4
				10	5.0	4.76	16.1	5.11	68.2
				11	5.0	4.76	16.4	5.46	66.7
				12	5.0	4.76	17.0	6.13	63.9
				13	5.5	5.21	17.3	5.37	68.9
				14	5.5	5.21	16.1	4.00	75.1
				15	5.5	5.21	16.3	4.26	73.9

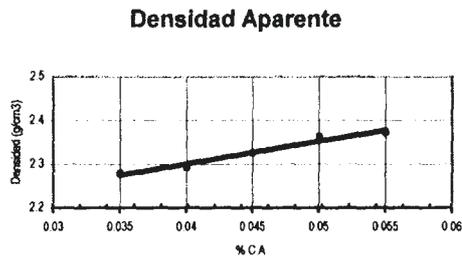
GRANULOMETRÍA			
Malla	% Pasa	% Retenido	% Ret. Parcial
1"	-----	-----	-----
3/4"	100	0	0
1/2"	95	5	5
3/8"	83	17	12
1/4"	63	37	20
Nº 4	52	48	11
Nº 10	30	70	22
Nº 20	19	81	11
Nº 40	14	86	5
Nº 60	11	89	3
Nº 100	8	92	3
Nº 200	4	96	4

Observaciones:	
Peso específico del agregado: 2.695 gr/cm ³	
Asfalto AC-20 (Ver características en Tabla 4-2)	
Peso Específico del asfalto: 1.03 gr/cm ³	

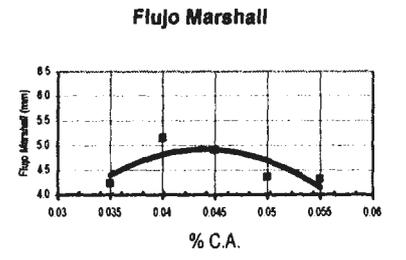
Tabla A-4 Gráficas para determinar el Contenido Óptimo de Asfalto en la Granulometría G2

Características de la Probeta	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Estabilidad	N	720.00	805.00	800.00	735.00	780.00	750.00	660.00	750.00	875.00	835.00	695.00	730.00	745.00	730.00	715.00
Factor corrección	-	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
Estab. Corregida	N	669.60	748.65	744.00	683.55	725.40	697.50	613.80	720.00	840.00	801.60	667.20	700.80	715.20	700.80	686.40
Flujo	mm.	4.57	4.06	4.06	5.72	5.08	4.67	5.21	4.70	4.83	4.45	4.45	4.19	4.32	4.45	4.19

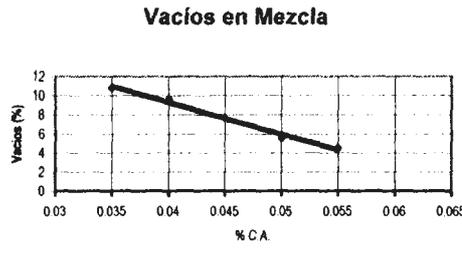
C.A	Densidad
3.5	2.28
4.0	2.29
4.5	2.33
5.0	2.36
5.5	2.37



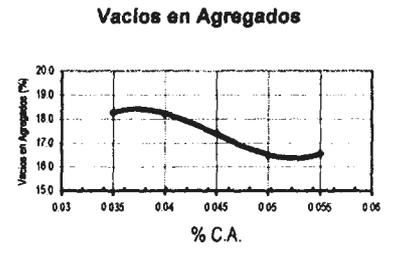
C.A	Flujo
3.5	4.2
4.0	5.2
4.5	4.9
5.0	4.4
5.5	4.3



C.A	VMC
3.5	10.81
4.0	9.66
4.5	7.69
5.0	5.57
5.5	4.55



C.A	VAM
3.5	0.0
4.0	18.2
4.5	17.4
5.0	16.5
5.5	16.6



C.A	Estabilidad
3.5	720.75
4.0	702.15
4.5	724.60
5.0	723.20
5.5	700.80

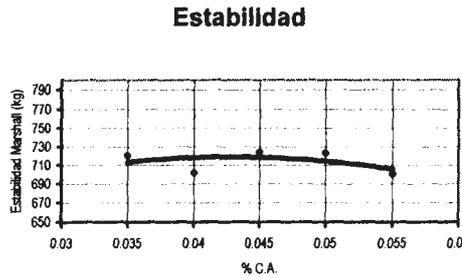
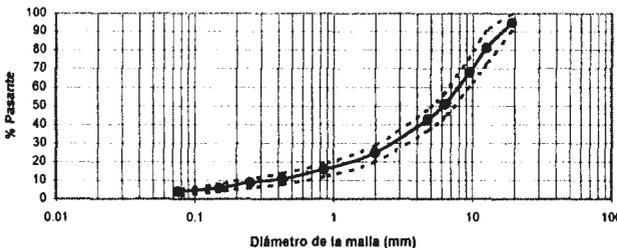


Tabla A-5 Cálculo del Contenido Óptimo del Cemento Asfáltico para la Granulometría G3

PARÁMETROS DE LA PROBETA	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ALTURA I	cm.	6.56	6.59	6.53	6.45	0.00	6.56	6.60	6.49	6.53	6.53	6.49	0.00	6.43	6.52	6.46
ALTURA II	cm.	6.57	6.61	6.54	6.39	0.00	6.56	6.48	6.50	6.52	6.46	6.53	0.00	6.43	6.52	6.46
ALTURA III	cm.	6.58	6.59	6.53	6.44	0.00	6.56	6.47	6.50	6.54	6.58	6.57	0.00	6.44	6.54	6.47
ALTURA MEDIA	cm.	6.57	6.60	6.53	6.43	0.00	6.56	6.52	6.49	6.53	6.52	6.53	0.00	6.44	6.53	6.46
PESO	grs.	1241.91	1237.47	1242.82	1239.95	0.00	1244.61	1247.45	1251.29	1246.13	1245.34	1250.22	0.00	1254.27	1253.91	1255.27
VOLUMEN	cm3.	532.76	534.97	529.62	521.14	0.00	531.84	528.22	526.54	529.46	528.92	529.62	0.00	521.79	529.03	524.11
DENSIDAD	gr/cm3	2.33	2.31	2.35	2.38	0.00	2.34	2.36	2.38	2.35	2.35	2.36	0.00	2.40	2.37	2.40

Granulometría G3		Especificaciones S.C.T.		PROBETA No.	% C.A. en peso		% Vacíos		
		No. Golpes			del agreg.	de la mezcla	en el agreg.	en la mezcla	llenos con asfalto
		No. Golpes	75	1	3.5	3.38	16.7	9.08	45.7
		Estabilidad, N.	8000	2	3.5	3.38	17.4	9.78	43.7
		Flujo, mm.	2 - 3.5	3	3.5	3.38	16.2	8.48	47.6
		VMC %	2 - 5	4	4.0	3.85	15.4	6.54	57.6
		VAM %	14	5	4.0	3.85	0.0	0.00	0.0
		VFA %	65 - 75	6	4.0	3.85	16.8	8.08	52.0
				7	4.5	4.31	16.5	6.58	60.0
				8	4.5	4.31	15.9	5.99	62.4
				9	4.5	4.31	16.7	6.90	58.8
				10	5.0	4.76	17.1	6.22	63.6
				11	5.0	4.76	16.9	5.97	64.6
				12	5.0	4.76	0.0	0.00	0.0
				13	5.5	5.21	15.8	3.60	77.2
				14	5.5	5.21	16.9	4.95	70.8
				15	5.5	5.21	16.1	3.95	75.4

GRANULOMETRÍA				Observaciones:
Malla	% Pasa	% Retenido	% Ret. Parcial	
1"	100	0	0	
3/4"	95	5	5	
1/2"	81	19	14	
3/8"	68	32	13	
1/4"	51	49	17	
N° 4	43	57	8	
N° 10	25	75	18	
N° 20	16	84	9	
N° 40	11	89	5	
N° 60	9	91	2	
N° 100	6	94	3	
N° 200	4	96	2	

Peso específico del agregado: 2.705 gr/cm³

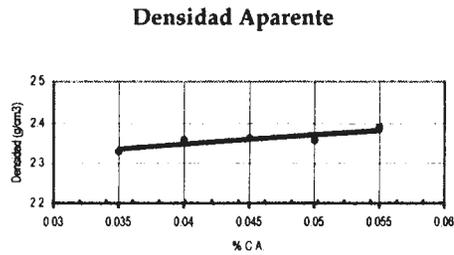
Asfalto AC-20 (Ver características en Tabla 4-2)

Peso Especifico del asfalto: 1.03 gr/cm³

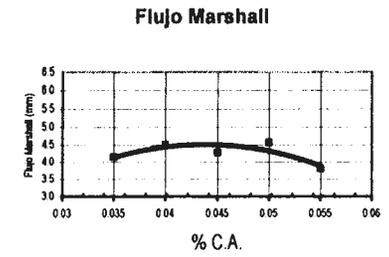
Tabla A-6 Gráficas para determinar el Contenido Óptimo de Asfalto en la Granulometría G3

Características de la Probeta	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Estabilidad	N	740.00	760.00	740.00	660.00	690.00	720.00	580.00	660.00	660.00	780.00	600.00	600.00	530.00	600.00	620.00
Factor corrección	-	0.96	0.96	0.96	1.00	1.04	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	1.00	0.96	0.96
Estab. Corregida	N	710.40	729.60	710.40	660.00	717.60	691.20	556.80	633.60	633.60	748.80	576.00	576.00	530.00	576.00	595.20
Flujo	mm.	3.81	4.19	4.45	4.45	0.00	4.57	4.19	4.83	3.81	5.08	4.06	0.00	3.18	4.32	3.94

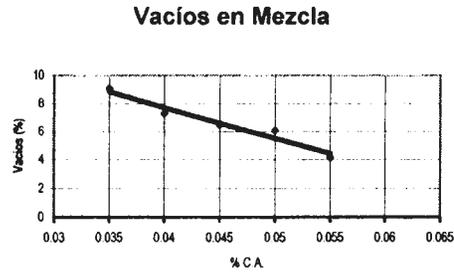
C.A	Densidad
3.5	2.33
4.0	2.36
4.5	2.36
5.0	2.36
5.5	2.39



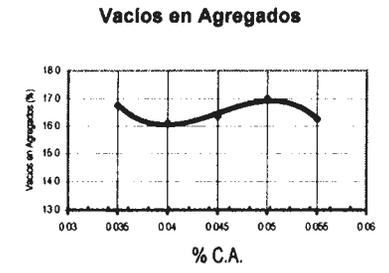
C.A	Flujo
3.5	4.1
4.0	4.5
4.5	4.3
5.0	4.6
5.5	3.8



C.A	VMC
3.5	9.12
4.0	7.31
4.5	6.49
5.0	6.10
5.5	4.17



C.A	VAM
3.5	16.8
4.0	16.1
4.5	16.4
5.0	17.0
5.5	16.3



C.A	Estabilidad
3.5	717
4.0	690
4.5	608
5.0	634
5.5	567

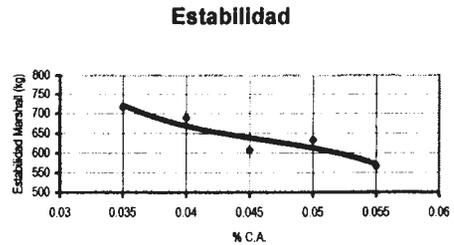
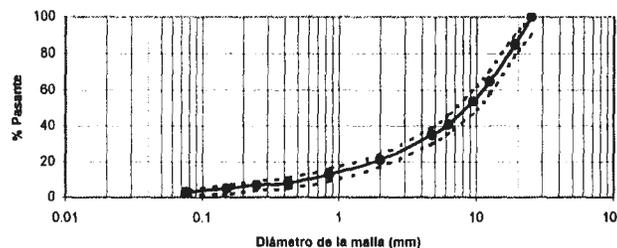


Tabla A-7 Cálculo del Contenido Óptimo del Cemento Asfáltico para la Granulometría G4

PARÁMETROS DE LA PROBETA	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ALTURA I	cm.	6.41	6.49	6.60	6.35	6.34	6.34	6.33	6.31	6.39	6.41	6.40	6.40	6.50	6.38	6.34
ALTURA II	cm.	6.42	6.39	6.60	6.39	6.36	6.36	6.30	6.30	6.38	6.39	6.34	6.40	6.47	6.37	6.36
ALTURA III	cm.	6.42	6.50	6.60	6.36	6.34	6.35	6.30	6.31	6.37	6.35	6.33	6.40	6.46	6.37	6.35
ALTURA MEDIA	cm.	6.42	6.46	6.60	6.36	6.35	6.35	6.31	6.31	6.38	6.38	6.36	6.40	6.48	6.38	6.35
PESO	grs.	1237.60	1237.83	1234.47	1244.41	1247.38	1245.09	1250.45	1254.07	1249.87	1253.39	1252.99	1252.99	1255.85	1249.62	1252.18
VOLUMEN	cm3.	520.22	523.79	534.97	515.95	514.65	514.92	511.68	511.19	517.35	517.52	515.30	518.92	524.98	516.87	514.87
DENSIDAD	gr/cm3	2.38	2.36	2.31	2.41	2.42	2.42	2.44	2.45	2.42	2.42	2.43	2.41	2.39	2.42	2.43

Granulometría G4		Especificaciones S.C.T.		PROBETA No.	% C.A. en peso		% Vacíos		
		No. Golpes			del agreg.	de la mezcla	en el agreg.	en la mezcla	llenos con asfalto
		No. Golpes	75	1	3.5	3.38	14.7	6.90	53.1
		Estabilidad, N.	8000	2	3.5	3.38	15.3	7.52	50.8
		Flujo, mm.	2 - 3.5	3	3.5	3.38	17.3	9.70	43.9
		VMC %	2 - 5	4	4.0	3.85	13.9	4.94	64.6
		VAM %	13	5	4.0	3.85	13.5	4.47	66.9
		VFA %	65 - 75	6	4.0	3.85	13.7	4.70	65.8
				7	4.5	4.31	13.2	3.01	77.3
				8	4.5	4.31	12.9	2.63	79.6
				9	4.5	4.31	14.2	4.12	71.0
				10	5.0	4.76	14.4	3.21	77.7
				11	5.0	4.76	14.1	2.83	79.9
				12	5.0	4.76	14.7	3.51	76.1
				13	5.5	5.21	15.9	3.75	76.3
				14	5.5	5.21	15.0	2.73	81.8
				15	5.5	5.21	14.5	2.15	85.1

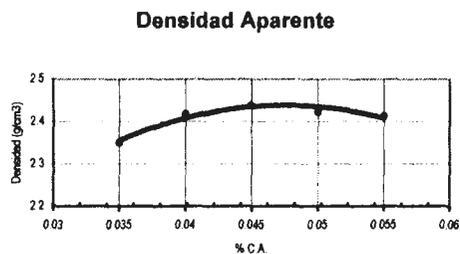
GRANULOMETRÍA			
Malla	% Pasa	% Retenido	% Ret. Parcial
1"	100	0	0
3/4"	85	15	15
1/2"	65	35	20
3/8"	54	46	11
1/4"	41	59	13
Nº 4	35	65	6
Nº 10	21	79	14
Nº 20	13	87	8
Nº 40	8	92	5
Nº 60	7	93	1
Nº 100	5	95	2
Nº 200	3	97	2

Observaciones:	
Peso específico del agregado: 2.7 gr/cm ³	
Asfalto AC-20 (Ver características en Tabla 4-2)	
Peso Específico del asfalto: 1.03 gr/cm ³	

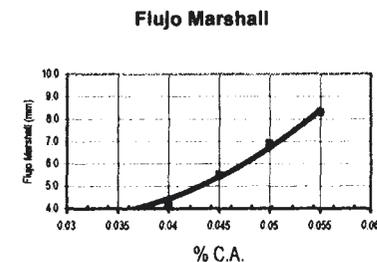
Tabla A-8 Gráficas para determinar el Contenido Óptimo de Asfalto en la Granulometría G4

Características de la Probeta	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Estabilidad	N	660.00	660.00	635.00	560.00	665.00	620.00	595.00	590.00	590.00	500.00	560.00	450.00	510.00	525.00	470.00
Factor corrección	-	1.00	0.96	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00
Estab. Corregida	N	660.00	633.60	609.60	560.00	665.00	620.00	595.00	590.00	590.00	500.00	560.00	450.00	489.60	525.00	470.00
Flujo	mm.	3.81	4.06	4.06	3.81	4.32	4.32	5.59	5.08	5.84	6.86	7.62	6.22	7.87	8.38	8.64

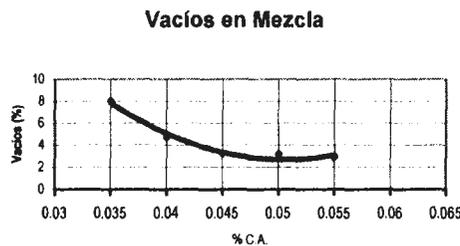
C.A	Densidad
3.5	2.35
4.0	2.42
4.5	2.44
5.0	2.42
5.5	2.41



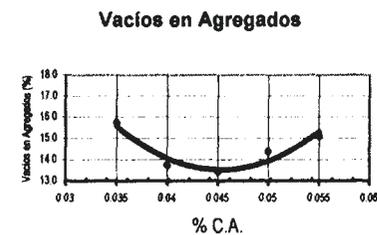
C.A	Flujo
3.5	4.0
4.0	4.1
4.5	5.5
5.0	6.9
5.5	8.3



C.A	VMC
3.5	8.04
4.0	4.70
4.5	3.25
5.0	3.18
5.5	2.88



C.A	VAM
3.5	15.8
4.0	13.7
4.5	13.4
5.0	14.4
5.5	15.1



C.A	Estabilidad
3.5	634
4.0	615
4.5	592
5.0	503
5.5	495

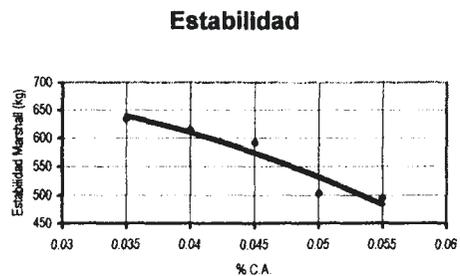
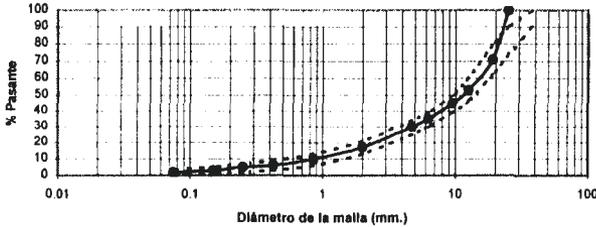


Tabla A-9 Cálculo del Contenido Óptimo del Cemento Asfáltico para la Granulometría G5

PARÁMETROS DE LA PROBETA	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ALTURA I	cm.	6.49	6.39	6.46	6.31	6.47	6.38	6.34	6.48	6.31	6.37	6.35	6.42	6.42	6.39	6.37
ALTURA II	cm.	6.45	6.40	6.45	6.35	6.50	6.42	6.34	6.43	6.34	6.37	6.35	6.39	6.39	6.38	6.37
ALTURA III	cm.	6.53	6.38	6.46	6.35	6.46	6.40	6.33	6.46	6.35	6.34	6.39	6.42	6.42	6.37	6.38
ALTURA MEDIA	cm.	6.49	6.39	6.46	6.34	6.48	6.40	6.34	6.46	6.33	6.36	6.36	6.41	6.41	6.38	6.38
PESO	grs.	1240.39	1238.22	1237.40	1245.23	1242.28	1244.71	1254.91	1247.50	1249.22	1254.41	1253.98	1253.32	1256.66	1253.32	1252.18
VOLUMEN	cm ³ .	525.89	518.00	523.41	513.63	525.08	518.92	513.79	523.46	513.46	515.73	515.90	519.73	519.73	517.19	516.84
DENSIDAD	gr/cm ³	2.36	2.39	2.36	2.42	2.37	2.40	2.44	2.38	2.43	2.43	2.43	2.41	2.42	2.42	2.42

Granulometría G5		Especificaciones S.C.T.		PROBETA No.	% C.A. en peso		% Vacíos		
					del agreg.	de la mezcla	en el agreg.	en la mezcla	llenos con asfalto
No. Golpes	75			1	3.5	3.38	15.4	7.70	50.2
Estabilidad, N.	8000			2	3.5	3.38	14.3	6.45	54.9
Flujo, mm.	2 - 3.5			3	3.5	3.38	15.2	7.48	50.9
VMC %	2 - 5			4	4.0	3.85	13.5	4.45	67.1
VAM %	12			5	4.0	3.85	15.6	6.75	56.7
VFA %	65 - 75			6	4.0	3.85	14.4	5.46	62.1
				7	4.5	4.31	13.3	3.06	76.9
				8	4.5	4.31	15.4	5.42	64.8
				9	4.5	4.31	13.6	3.44	74.7
				10	5.0	4.76	14.0	2.80	80.1
				11	5.0	4.76	14.1	2.86	79.7
				12	5.0	4.76	14.8	3.63	75.4
				13	5.5	5.21	15.0	2.72	81.8
				14	5.5	5.21	14.8	2.50	83.0
				15	5.5	5.21	14.8	2.53	82.9

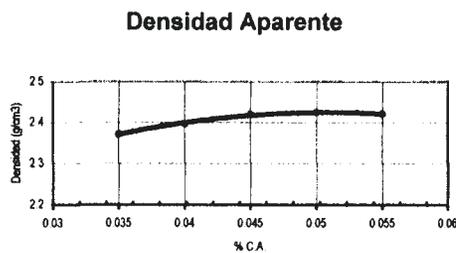
GRANULOMETRÍA			
Mailla	% Pasa	% Retenido	% Ret. Parcial
1"	100	0	0
3/4"	71	29	29
1/2"	53	47	18
3/8"	45	55	8
1/4"	35	65	10
Nº 4	30	70	5
Nº 10	17	83	13
Nº 20	10	90	7
Nº 40	6	94	4
Nº 60	5	95	1
Nº 100	3	97	2
Nº 200	2	98	1

Observaciones:
Peso específico del agregado: 2.7 gr/cm ³
Asfalto AC-20 (Ver características en Tabla 4-2)
Peso Específico del asfalto: 1.03 gr/cm ³

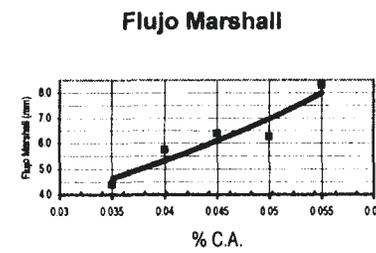
Tabla A-10 Gráficas para determinar el Contenido Óptimo de Asfalto en la Granulometría G5

Características de la Probeta	Unidad	C.A. = 3.5 %			C.A. = 4.0 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 5.0 %			C.A. = 5.5 %		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Estabilidad	N	720.00	890.00	610.00	660.00	520.00	550.00	655.00	500.00	460.00	400.00	400.00	440.00	450.00	460.00	330.00
Factor corrección	-	0.96	1.00	0.96	1.00	0.96	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	0.96
Estab. Corregida	N	691.20	890.00	585.60	660.00	499.20	550.00	655.00	480.00	460.00	400.00	400.00	440.00	450.00	441.60	316.80
Flujo	mm.	5.33	2.29	5.59	5.33	5.46	6.48	6.86	6.86	5.46	7.62	5.59	5.59	7.87	8.38	8.64

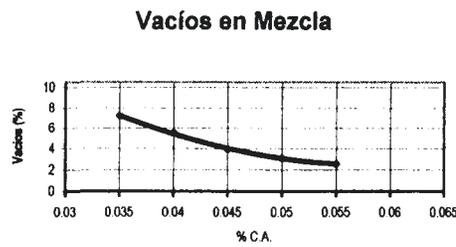
C.A	Densidad
3.5	2.37
4.0	2.40
4.5	2.42
5.0	2.42
5.5	2.42



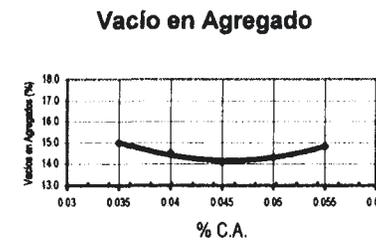
C.A	Flujo
3.5	4.4
4.0	5.8
4.5	6.4
5.0	6.3
5.5	8.3



C.A	VMC
3.5	7.21
4.0	5.56
4.5	3.97
5.0	3.10
5.5	2.58



C.A	VAM
3.5	15.0
4.0	14.5
4.5	14.1
5.0	14.3
5.5	14.8



C.A	Estabilidad
3.5	722
4.0	570
4.5	532
5.0	413
5.5	403

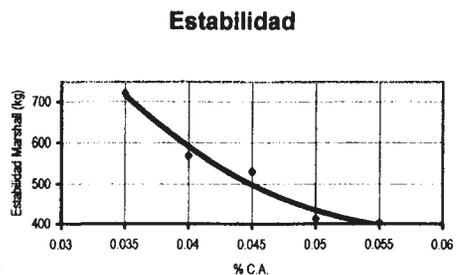


Tabla A-11 Comprobación del Contenido Óptimo del Cemento Asfáltico para las cinco Granulometrías																												
PARÁMETROS DE LA PROBETA	Unidad	G1			G2			G3			G4			G5														
		C.A. = 4.6 %			C.A. = 4.9 %			C.A. = 4.8 %			C.A. = 4.5 %			C.A. = 4.5 %														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15												
ALTURA I	cm.	6.52	6.50	6.49	6.55	6.48	6.49	6.50	6.48	6.49	6.30	6.33	6.30	6.34	6.35	6.32												
ALTURA II	cm.	6.51	6.51	6.49	6.49	6.48	6.49	6.51	6.48	6.48	6.27	6.35	6.30	6.33	6.35	6.28												
ALTURA III	cm.	6.51	6.51	6.48	6.49	6.50	6.49	6.50	6.48	6.48	6.30	6.32	6.29	6.33	6.35	6.30												
ALTURA MEDIA	cm.	6.51	6.51	6.49	6.51	6.48	6.49	6.50	6.48	6.48	6.29	6.33	6.30	6.33	6.35	6.30												
PESO	grs.	1249.25	1250.84	1252.05	1251.50	1249.70	1247.60	1247.61	1247.00	1246.40	1253.42	1248.68	1250.58	1250.42	1252.01	1245.53												
VOLUMEN	cm ³ .	528.06	527.46	525.95	527.68	525.73	526.27	527.30	525.35	525.62	509.95	513.46	510.49	513.19	514.71	510.81												
DENSIDAD	gr/cm ³	2.37	2.37	2.38	2.37	2.38	2.37	2.37	2.37	2.37	2.46	2.43	2.45	2.44	2.43	2.44												
Probeta No.	Estabilidad, N	F.C.	Estab. Corregida, N	Flujo, mm.	Especificaciones S.C.T.					PROBETA No.	% C.A. en peso		% Vacíos															
					No. Golpes	75					del agreg.	de la mezcla	en el agreg.	en la mezcla	llenos con asfalto													
1	1155	0.96	1108.8	4.4	Estabilidad, N.	8000					1	4.6	4.40	14.2	4.13	71.0												
2	1095	0.96	1051.2	4.3	Flujo, mm.	2 - 3.5					2	4.6	4.40	14.0	3.90	72.2												
3	1130	0.96	1084.8	4.4	VMC %	2 - 5					3	4.6	4.40	13.7	3.53	74.2												
4	720	0.96	691.2	4.4	VAM %	12					4	4.9	4.67	16.1	5.35	66.8												
5	780	0.96	748.8	3.8	VFA %	65 - 75					5	4.9	4.67	15.9	5.14	67.7												
6	740	0.96	710.4	4.1							6	4.9	4.67	16.1	5.39	66.6												
7	660	0.96	633.6	3.8							7	4.8	4.58	16.5	6.02	63.6												
8	670	0.96	643.2	4.1							8	4.8	4.58	16.3	5.71	64.9												
9	640	0.96	614.4	3.8							9	4.8	4.58	16.4	5.81	64.5												
10	580	1.00	580	6.0							10	4.5	4.31	12.9	2.61	79.7												
11	610	1.00	610	6.2							11	4.5	4.31	13.8	3.64	73.6												
12	650	1.00	650	6.1							12	4.5	4.31	13.2	2.93	77.7												
13	540	1.00	540	7.5							13	4.5	4.31	13.6	3.46	74.7												
14	570	1.00	570	6.9							14	4.5	4.31	13.8	3.62	73.8												
15	555	1.00	555	7.2							15	4.5	4.31	13.6	3.39	75.1												
					Observaciones:																							
					<table border="1"> <tr> <td></td> <td>G1</td> <td>G2</td> <td>G3</td> <td>G4</td> <td>G5</td> </tr> <tr> <td>P.E.</td> <td>2.637</td> <td>2.695</td> <td>2.705</td> <td>2.7</td> <td>2.7</td> </tr> </table>						G1	G2	G3	G4	G5	P.E.	2.637	2.695	2.705	2.7	2.7							
	G1	G2	G3	G4	G5																							
P.E.	2.637	2.695	2.705	2.7	2.7																							
					Peso Específico del Asfalto: 1.03 gr/cm ³																							

B. ENSAYOS A TENSION INDIRECTA

B.1 Cálculos Generadores

Para cada tipo de mezcla asfáltica, de acuerdo a su granulometría, se elaboraron un conjunto de tres probetas que generaron su respectiva gráfica de carga-desplazamiento.

Los valores de las propiedades mecánicas de todos los especímenes se muestran en la Tabla B-1.

Las gráficas de los ensayos a Tensión Indirecta se muestran en las Figura B-1 hasta la Figura B-5

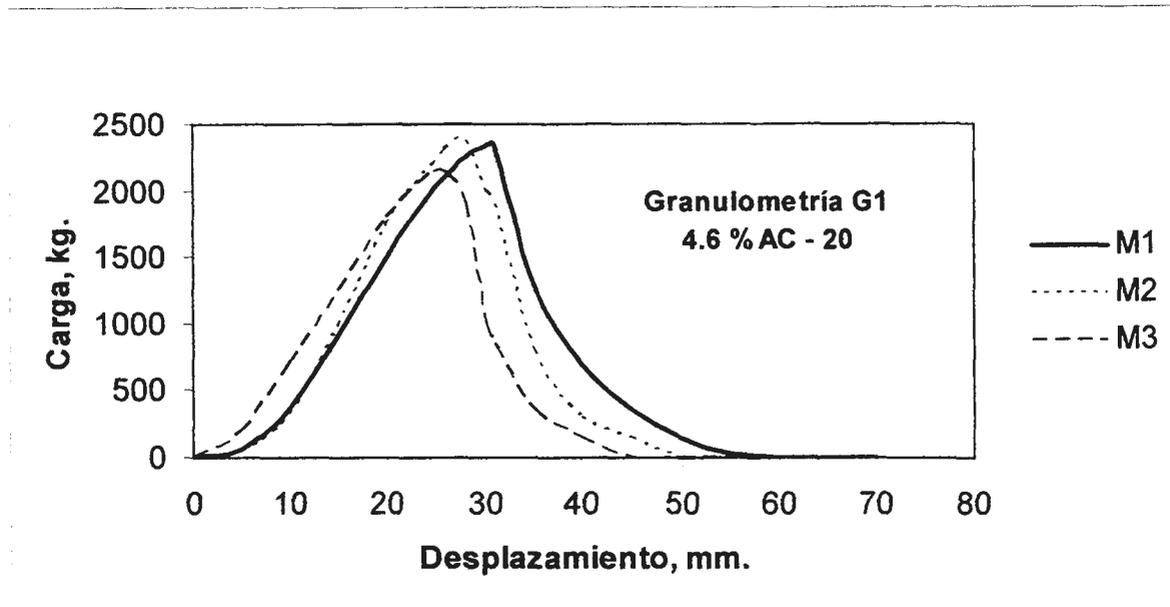


Figura B-1 Gráfica carga - desplazamiento de probetas con Granulometría G1

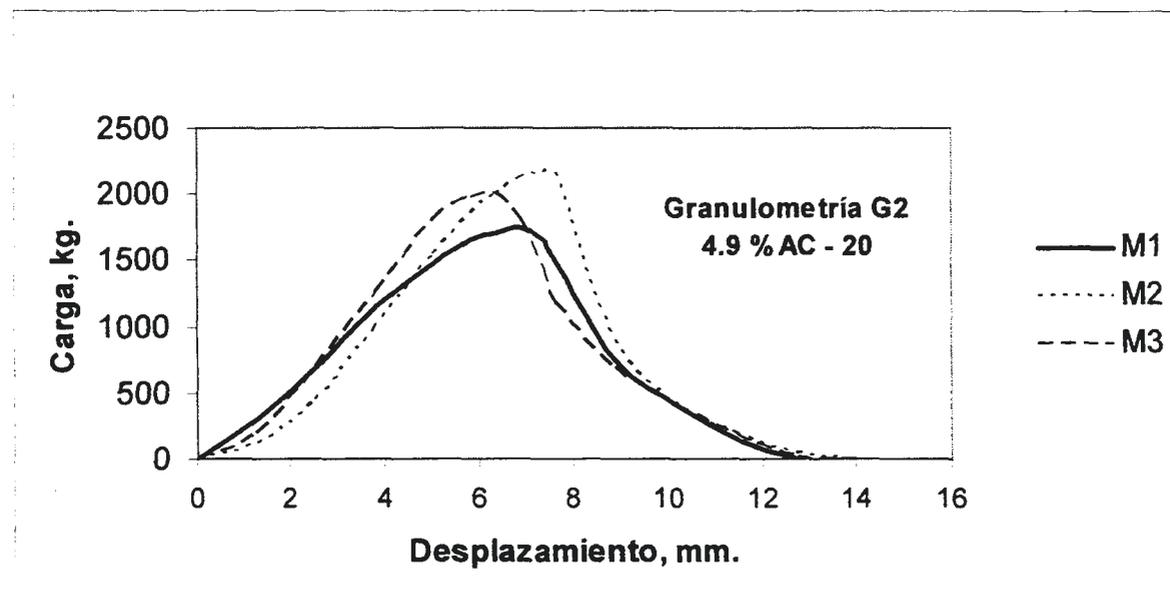


Figura B-2 Gráfica carga - desplazamiento de probetas con Granulometría G2

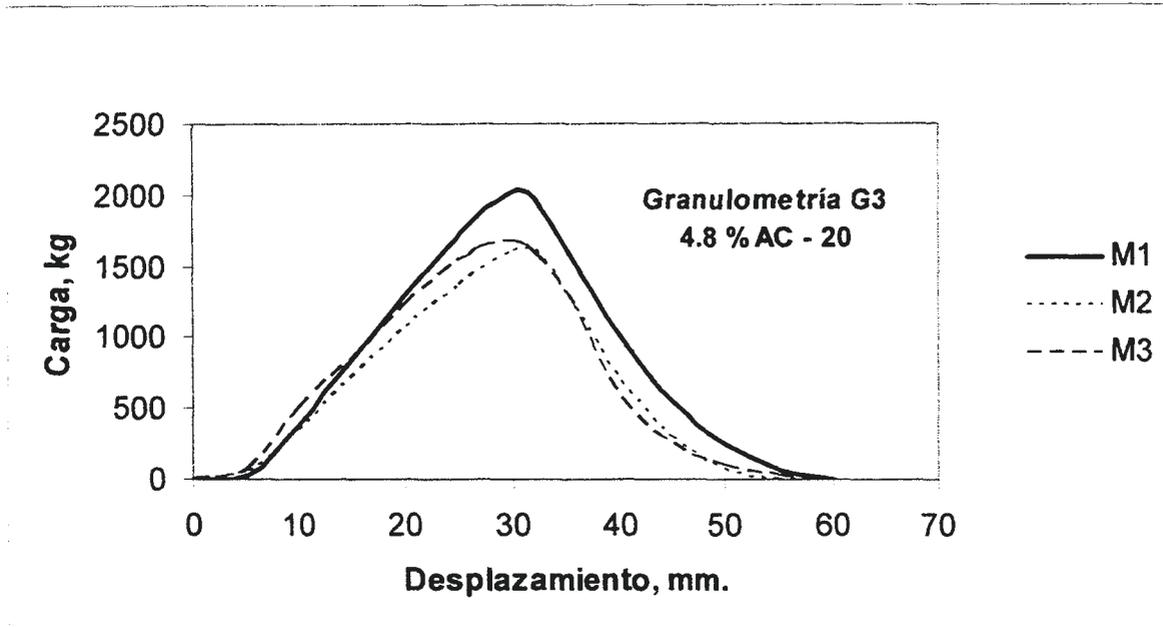


Figura B-3 Gráfica carga - desplazamiento de probetas con Granulometría G3

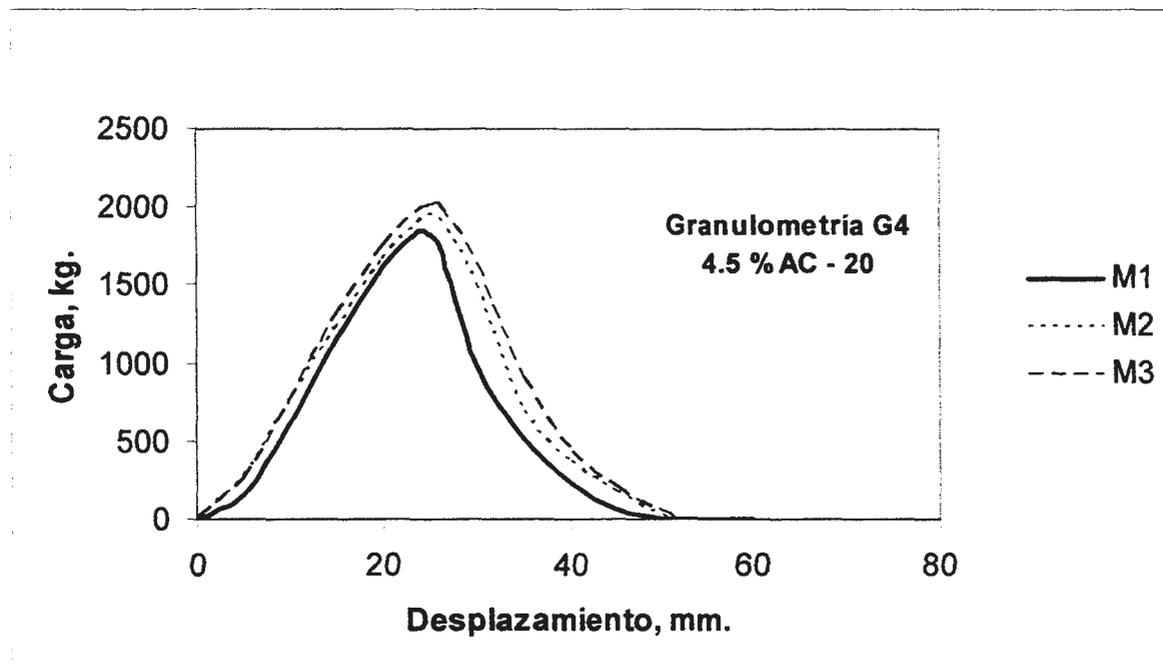


Figura B-4 Gráfica carga - desplazamiento de probetas con Granulometría G4

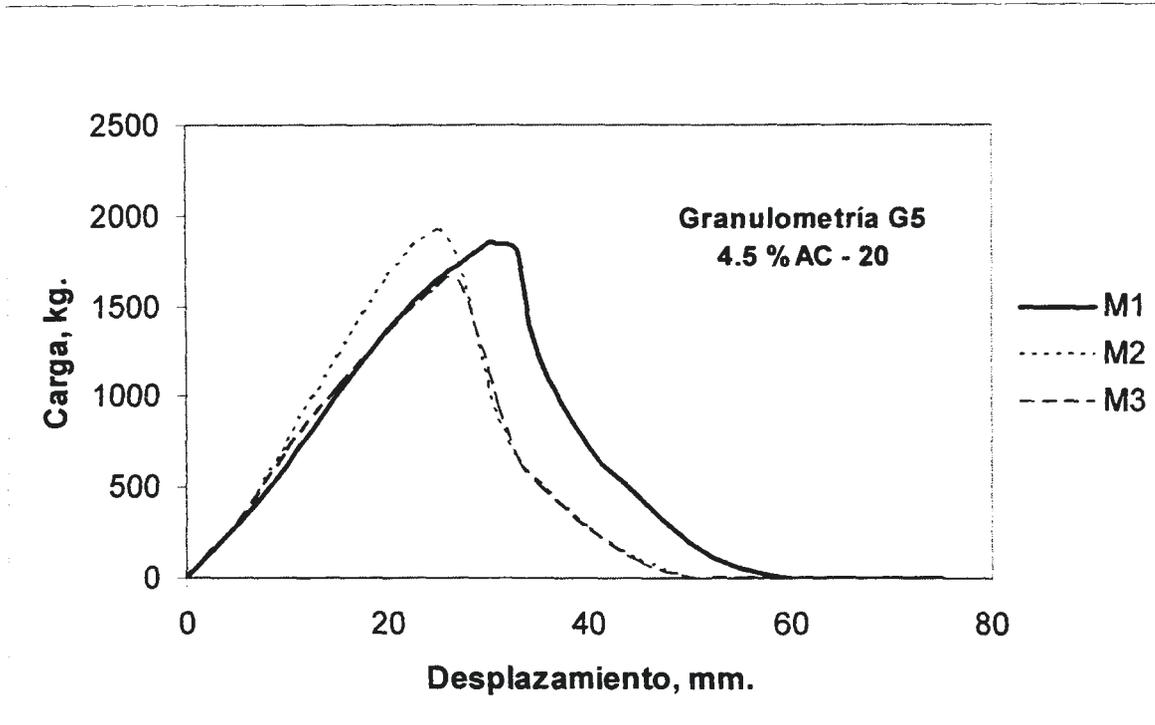


Figura B-5 Gráfica carga - desplazamiento de probetas con Granulometría G5

Tabla B-1 Propiedades Mecánicas evaluadas mediante el Ensayo de Tensión Indirecta

Probetas fabricadas de acuerdo al Procedimiento Marshall (M-MMP-4-05-031)				Valores medidos a Tensión Indirecta					Propiedades Mecánicas					Propiedades Mecánicas Promedio				
Granulom.	C. Asfáltico		Probeta No.	Diámetro mm.	h _{prom} mm.	P _{max} kg.	Δ mm.	Δ _{max} mm.	Área kg - mm	Tenacidad kg - mm	Gf kg/mm	σ _t kg/cm ²	S-Módulo kg/mm.	Área kg - mm	Tenacidad kg - mm	Gf kg/mm	σ _t kg/cm ²	S-Módulo kg/mm.
	Tipo	%																
G1	AC-20	4.6	1	101.6	64.77	2350	7.87	13.97	12550.14	12550.14	1.91	22.73	298.45	11225.11	11225.11	1.71	22.25	319.32
			2	101.6	64.07	2375	7.11	11.43	11182.35	11182.35	1.72	23.23	333.94					
			3	101.6	64.82	2150	6.60	10.16	9942.83	9942.83	1.51	20.78	325.56					
G2	AC-20	4.9	4	101.6	65.14	1740	8.86	11.43	10447.02	10447.02	1.58	18.74	253.72	10861.47	10861.47	1.65	19.06	288.51
			5	101.6	65.01	2175	7.37	12.70	11296.02	11296.02	1.71	20.96	295.28					
			6	101.6	64.68	2010	6.35	12.70	10841.36	10841.36	1.65	19.47	316.54					
G3	AC-20	4.8	7	101.6	65.05	2025	7.87	13.97	12497.44	12497.44	1.89	19.51	257.18	10830.99	10830.99	1.64	17.13	225.64
			8	101.6	64.61	1625	8.13	12.70	9657.08	9657.08	1.47	15.76	199.93					
			9	101.6	65.07	1675	7.62	13.97	10338.44	10338.44	1.56	16.13	219.82					
G4	AC-20	4.5	10	101.6	63.20	1850	6.10	11.43	9107.81	9107.81	1.42	18.34	303.48	10561.75	10561.75	1.64	19.16	304.98
			11	101.6	62.90	1950	6.35	12.70	10871.20	10871.20	1.70	19.43	307.09					
			12	101.6	63.88	2010	6.60	12.70	11706.23	11706.23	1.80	19.72	304.36					
G5	AC-20	4.5	13	101.6	63.57	1850	7.87	13.97	10436.23	10436.23	1.62	18.24	234.95	8450.16	8450.16	1.31	17.81	259.30
			14	101.6	63.63	1920	6.35	11.43	7877.18	7877.18	1.22	18.91	302.36					
			15	101.6	63.46	1650	6.86	11.43	7037.07	7037.07	1.09	16.29	240.59					

C. ENSAYO DE PISTA

C.1 Cálculos Generadores

Para cada mezcla asfáltica se fabrico una probeta de 30 x 15 x 5 cm. para posteriormente ser acondicionada y ensayada a 60 °C en la "ITESM Wheel Tracking" donde fue registrada la deformación correspondiente a los diferentes tiempos para hacer las mediciones. Adicionalmente la velocidad de deformación fue calculada.

A continuación se anexan en las Tablas C-1 a C-5 la información Registrada para el Ensayo de Pista.

C.2 Fotografías de las Probetas ensayadas

Con la finalidad de complementar los resultados se presenta una serie de fotografías para ilustrar el efecto del Ensayo de Pista sobre las probetas ensayadas.

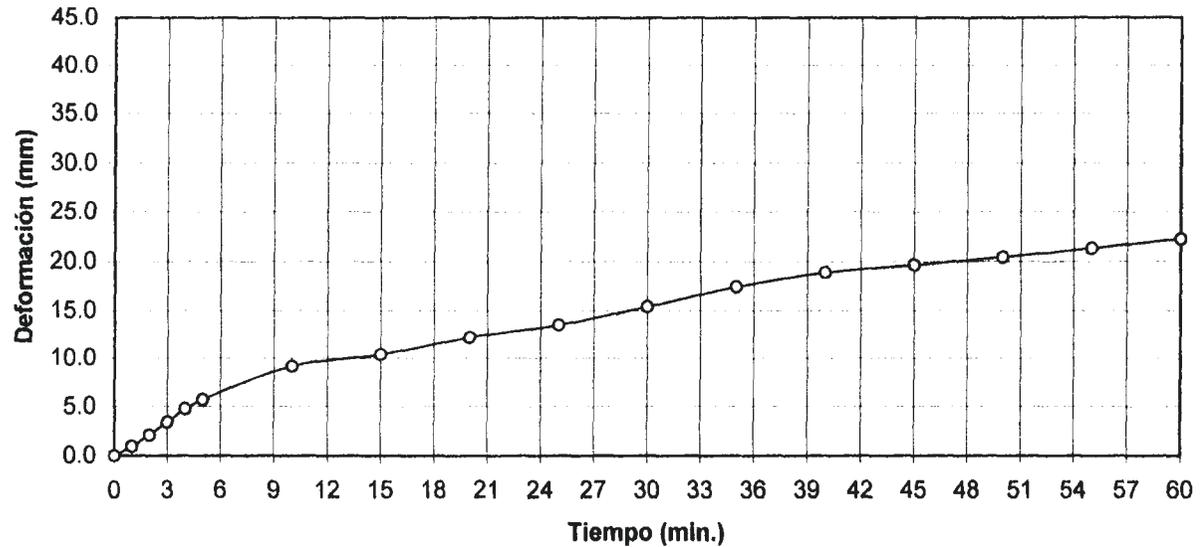
**Tabla C-1 Resultados de la Mezcla Asfáltica G1
ENSAYO DE PISTA**

RESULTADOS DE :
DEFORMACIONES PLASTICAS PERMANENTES
 OBRA: Mezclas Asfálticas SCT
 MEZCLA TIPO:Densa
 FECHA: Agosto/2003

MEZCLA ASFÁLTICA G1

Mezcla Densa (Caliza - Granulometría I)
Deformaciones plásticas permanentes
 [4.6% AC-20 Cadereyta]

Tiempo (min)	Numero de Pasadas	Deformaciones plasticas (mm)	
		Prob. 1 (mm)	V _{D211} (mm/min)
0	0	0	0.953
1	142	0.95	1.140
2	284	2.09	1.335
3	426	3.43	1.335
4	568	4.76	0.953
5	710	5.72	0.686
10	1420	9.14	0.248
15	2130	10.38	0.363
20	2840	12.20	0.266
25	3550	13.52	0.381
30	4260	15.43	0.401
35	4970	17.43	0.286
40	5680	18.86	0.152
45	6390	19.62	0.167
50	7100	20.46	0.173
55	7810	21.32	0.186
60	8520	22.25	



Velocidad de deformación entre las 6,390 y 8520 pasadas	
Probeta	0.175 mm/min
Deformación plástica máxima	
Probeta	22.25 mm

Observaciones:
 Se ensayó una (1) probeta elaborada con el contenido óptimo de cemento asfáltico obtenido del diseño Marshall (4.6%). La evolución de las deformaciones plásticas permanentes de la probeta se puede observar en la gráfica así como la velocidad de deformación media para cada número de pasadas.
 Densidad Aparente Marshall: 2.38 gr/cm³
 Densidad Aparente Probeta: 2.43 gr/cm³
 Frecuencia= 142 pasadas por minuto

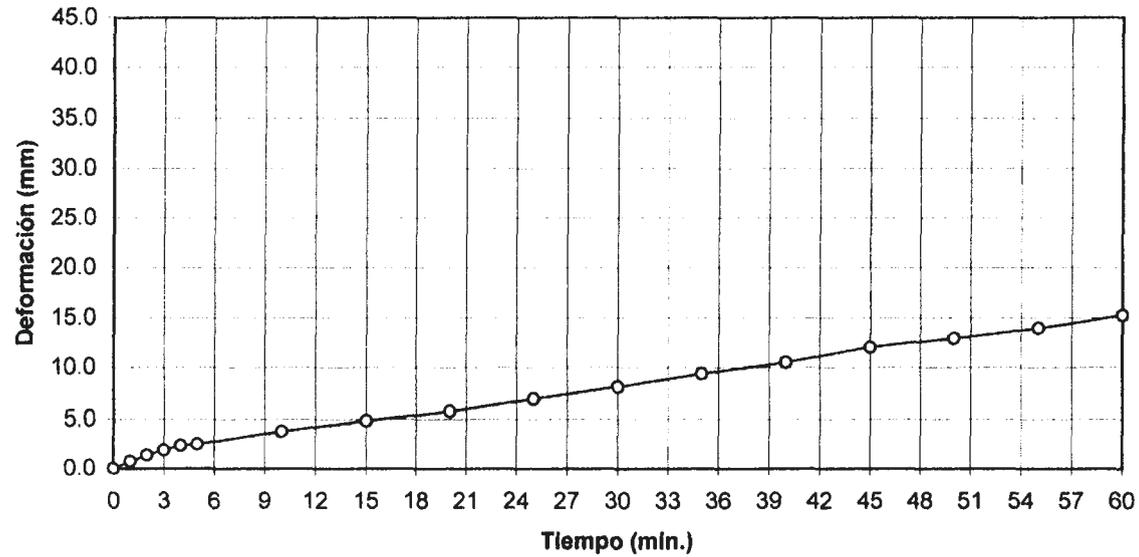
Coefficiente de Resistencia al Deslizamiento
 empleando el Péndulo Inglés
 Temperatura: 25 °C
 NP = 74
 Corrección: 1
CRD = 0.74

**Tabla C-2 Resultados de la Mezcla Asfáltica G2
ENSAYO DE PISTA**

RESULTADOS DE :
DEFORMACIONES PLASTICAS PERMANENTES
 OBRA: Mezclas Asfálticas SCT
 MEZCLA TIPO: Densa
 FECHA: Agosto/2003

Tiempo (min)	Numero de Pasadas	Deformaciones plasticas (mm)	
		Prob. 1 (mm)	V ₂₁ (mm/min)
0	0	0.00	0.762
1	142	0.76	0.635
2	284	1.40	0.508
3	426	1.91	0.508
4	568	2.41	0.127
5	710	2.54	0.254
10	1420	3.81	0.213
15	2130	4.88	0.183
20	2840	5.79	0.239
25	3550	6.99	0.229
30	4260	8.13	0.254
35	4970	9.40	0.229
40	5680	10.54	0.305
45	6390	12.07	0.178
50	7100	12.95	0.203
55	7810	13.97	0.254
60	8520	15.24	

Mezcla Densa (Caliza - Granulometría II)
Deformaciones plásticas permanentes
 [4.9% AC-20 Cadereyta]



Velocidad de deformación entre las 6,390 y 8520 pasadas		
Probeta	0.212	mm/min
Deformación plástica máxima		
Probeta	15.24	mm

Observaciones:
 Se ensayo una (1) probeta elaborada con el contenido óptimo de cemento asfáltico obtenido del diseño Marshall (4.9%). La evolución de las deformaciones plásticas permanentes de la probeta se puede observar en la gráfica así como la velocidad de deformación media para cada número de pasadas.
 Densidad Aparente Marshall: 2.35 g/cm³
 Densidad Aparente Probeta: 2.27 g/cm³
 Frecuencia= 142 pasadas por minuto

Coefficiente de Resistencia al Deslizamiento
 empleando el Péndulo Inglés
 Temperatura: 25 °C
 NP = 79
 Corrección: 1
CDR = 0.79

Tabla C-3 Resultados de la Mezcla Asfáltica G3

ENSAYO DE PISTA

RESULTADOS DE :

DEFORMACIONES PLASTICAS PERMANENTES

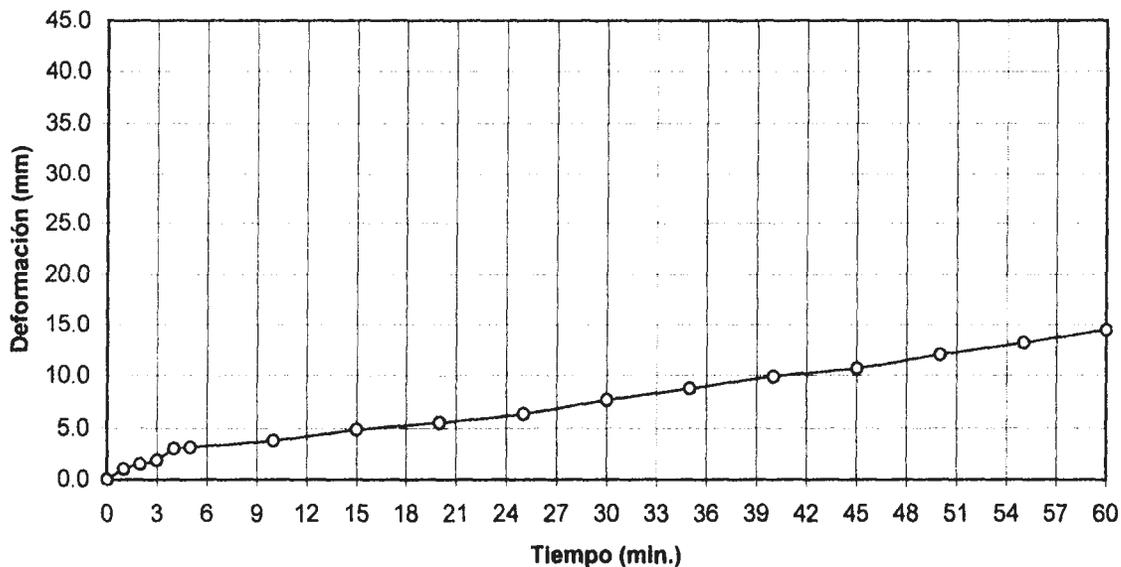
OBRA: Mezclas Asfálticas SCT

MEZCLA TIPO:Densa

FECHA: Agosto/2003

Tiempo (min)	Numero de Pasadas	Deformaciones plasticas (mm)	
		Prob. 1 (mm)	V _{12,11} (mm/min)
0	0	0.00	1.067
1	142	1.07	0.457
2	284	1.52	0.381
3	426	1.91	1.143
4	568	3.05	0.127
5	710	3.18	0.127
10	1420	3.81	0.213
15	2130	4.88	0.132
20	2840	5.54	0.163
25	3550	6.35	0.264
30	4260	7.67	0.218
35	4970	8.76	0.229
40	5680	9.91	0.163
45	6390	10.72	0.269
50	7100	12.07	0.229
55	7810	13.21	0.254
60	8520	14.48	

Mezcla Densa (Caliza - Granulometría III)
Deformaciones plásticas permanentes
 [4.8% AC-20 Cadereyta]



Velocidad de deformación entre las 6,390 y 8520 pasadas		
Probeta	0.251	mm/min
Deformación plástica máxima		
Probeta	14.5	mm

Observaciones:

Se ensayo una (1) probeta elaborada con el contenido óptimo de cemento asfáltico obtenido del diseño Marshall (4.8%). La evolución de las deformaciones plásticas permanentes de la probeta se puede observar en la gráfica así como la velocidad de deformación media para cada número de pasadas.

Densidad Aparente Marshall: 2.38 g/cm³

Densidad Aparente Probeta: 2.46 g/cm³

Frecuencia = 142 pasadas por minuto

Coficiente de Resistencia al Deslizamiento
empleando el Péndulo Inglés

Temperatura: 25 °C
 NP = 72
 Corrección: 1

CDR = 0.72

**Tabla C-4 Resultados de la Mezcla Asfáltica G4
ENSAYO DE PISTA**

**RESULTADOS DE:
DEFORMACIONES PLASTICAS PERMANENTES**

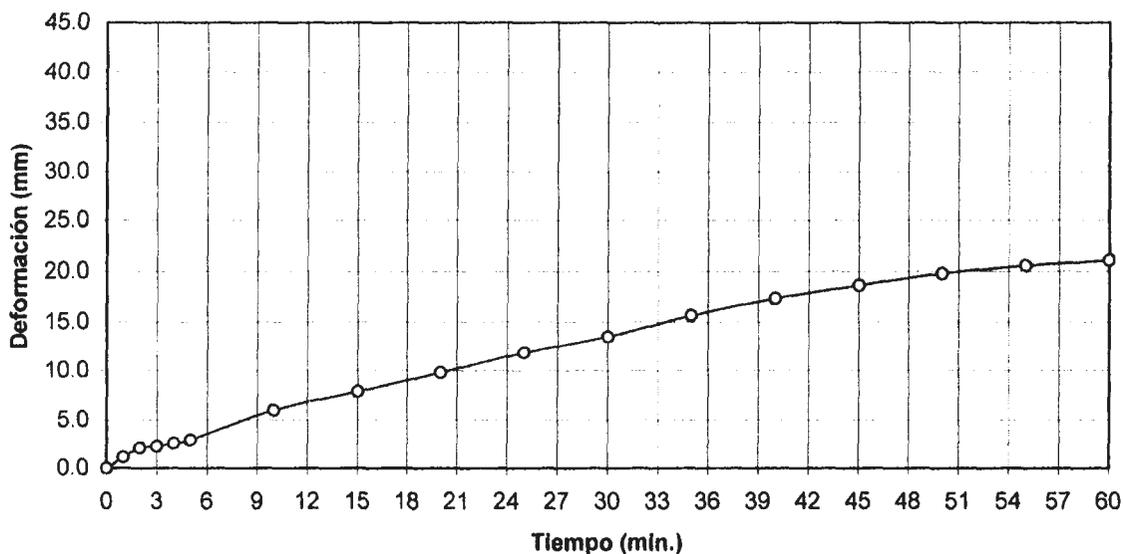
OBRA: Mezclas Asfálticas SCT

MEZCLA TIPO: Densa

FECHA: Agosto/2003

Tiempo (min)	Numero de Pasadas	Deformaciones plasticas (mm)	
		Prob. 1 (mm)	V _{DN1} (mm/min)
0	0	0	1.140
1	142	1.14	0.956
2	284	2.10	0.191
3	426	2.29	0.305
4	568	2.59	0.362
5	710	2.95	0.610
10	1420	6.00	0.381
15	2130	7.91	0.381
20	2840	9.81	0.413
25	3550	11.87	0.330
30	4260	13.52	0.432
35	4970	15.68	0.336
40	5680	17.36	0.254
45	6390	18.63	0.232
50	7100	19.79	0.154
55	7810	20.56	0.104
60	8520	21.08	

**Mezcla Densa (Caliza - Granulometría IV)
Deformaciones plásticas permanentes
[4.5% AC-20 Cadereyta]**



Velocidad de deformación entre las 6,390 y 8520 pasadas	
Probeta	0.163 mm/min
Deformación plástica máxima	
Probeta	21.08 mm

Observaciones:

Se ensayo una (1) probeta elaborada con el contenido óptimo de cemento asfáltico obtenido del diseño Marshall (4.5%). La evolución de las deformaciones plásticas permanentes de la probeta se puede observar en la gráfica así como la velocidad de deformación media para cada número de pasadas.

Densidad Aparente Marshall: 2.44 g/cm³
 Densidad Aparente Probeta: 2.56 g/cm³
 Frecuencia= 142 pasadas por minuto

Coefficiente de Resistencia al

Coefficiente de Resistencia al Deslizamiento
empleando el Péndulo Inglés

Temperatura: 25 °C
 NP = 65
 Corrección: 1

C = 0.65

Tabla C-5 Resultados de la Mezcla Asfáltica G5

ENSAYO DE PISTA

RESULTADOS DE :

DEFORMACIONES PLASTICAS PERMANENTES

OBRA: Mezclas Asfálticas SCT

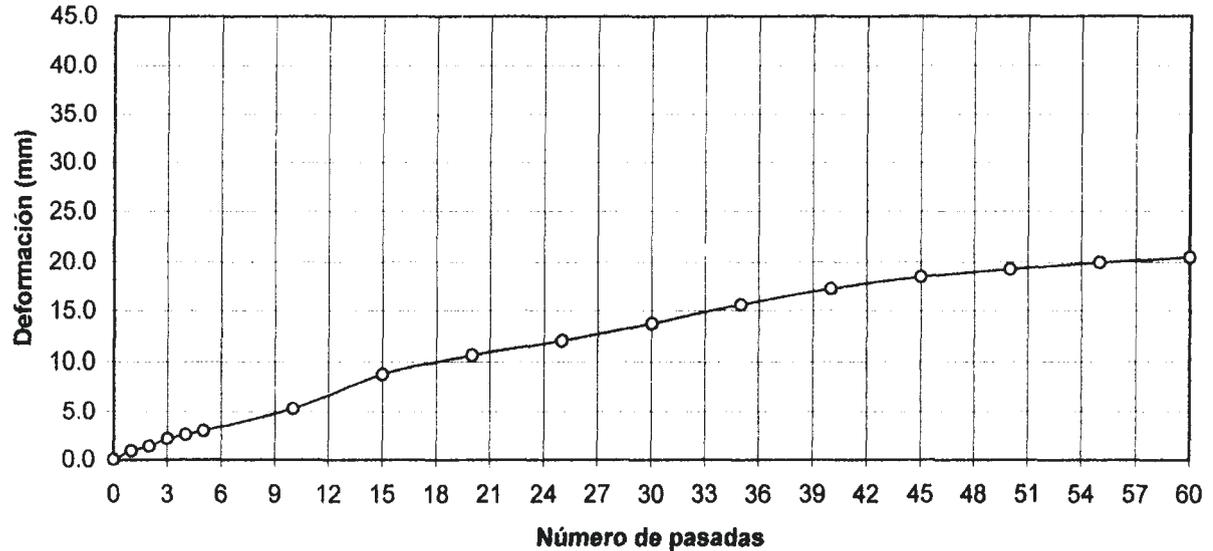
MEZCLA TIPO: Densa

FECHA: Agosto/2003

Tiempo (min)	Numero de Pasadas	Deformaciones plasticas (mm)	
		Prob. 1 (mm)	V _{2.1} (mm/min)
0	0	0	0.953
1	142	0.95	0.473
2	284	1.43	0.765
3	426	2.19	0.439
4	568	2.63	0.409
5	710	3.04	0.459
10	1420	5.33	0.689
15	2130	8.78	0.375
20	2840	10.65	0.285
25	3550	12.08	0.332
30	4260	13.73	0.378
35	4970	15.62	0.321
40	5680	17.23	0.247
45	6390	18.46	0.157
50	7100	19.25	0.142
55	7810	19.96	0.105
60	8520	20.48	

Velocidad de deformación entre las 6,390 y 8520 pasadas	
Probeta	0.135 mm/min
Deformación plástica máxima	
Probeta	20.48 mm

Mezcla Densa (Caliza-Granulometría V)
Deformaciones plásticas permanentes
 [4.5% AC-20 Cadereyta]



Observaciones:

Se ensayo una (1) probeta elaborada con el contenido óptimo de cemento asfáltico obtenido del diseño Marshall (4.5%). La evolución de las deformaciones plásticas permanentes de la probeta se puede observar en la gráfica así como la velocidad de deformación media para cada número de pasadas. El agregado pétreo mayor a 3/4" estaba bastante fracturado.

Densidad Aparente Marshall: 2.42 g/cm³

Densidad Aparente Probeta: 2.51 g/cm³

Frecuencia= 142 pasadas por minuto

Coefficiente de Resistencia al Deslizamiento
empleando el Péndulo Inglés

Temperatura: 25 °C

NP = 75

Corrección: 1

C = 0.75

C-2 Fotografías de las Probetas ensayadas



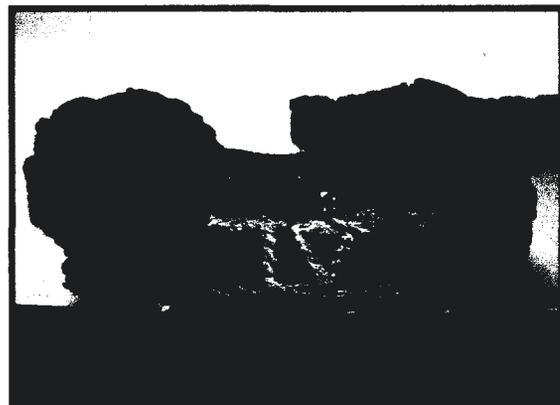
Mezcla Asfáltica G1



Mezcla Asfáltica G2



Mezcla Asfáltica G3



Mezcla Asfáltica G4



Mezcla Asfáltica G5

