



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

MAESTRÍA EN INGENIERÍA (GEOTECNIA)

**"EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO
A FATIGA DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA
TIBIA DE GRANULOMETRÍA DENSA
FABRICADA CON ASFALTO AC-20
CONVENCIONAL Y CON ASFALTOS
MODIFICADOS CON POLÍMEROS".**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA (GEOTÉCNIA).**

P R E S E N T A:

OMAR OLIVER MENDOZA

ASESOR:

M.I. JORGE A. CARAZA ISLAS.

CO-ASESOR

M.I. NOÉ HERNÁNDEZ FERNÁNDEZ.

PUEBLA, PUE.

NOVIEMBRE DE 2014



Oficio No. 4609/12

C. OMAR OLIVER MENDOZA

Pasante de la Mtría. en Ingeniería (Geotecnia)
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Evaluación del comportamiento a fatiga de una mezcla asfáltica tibia de granulometría densa fabricada con asfalto AC-20 convencional y con asfaltos modificados con polímeros.** Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Geotecnia). Asignándose como Director al Dr. Alfredo Hernández Noguera y Asesor M.I. Jorge Antonio Caraza Islas.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E

"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"

H. Puebla de Zaragoza, noviembre 12 de 2012.

M. I. EDGAR IRAM VILLAGRAN ARROYO
DIRECTOR



C.c.p. M.I. Miguel Ángel Figueras Corte, Coordinador de la Maestría
C.c.p. Dr. Alfredo Hernández Noguera, Director del Tema de Tesis
C.c.p. M.I. Jorge Antonio Caraza Islas. Asesor del Tema de Tesis
C.c.p. Archivo

GJS/sco*

M.I. EDGAR IRAM VILLAGRÁN ARROYO
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA
Presente

At'n.: Dr. Gabriel Jiménez Suárez.-
Secretario de Investigación y Estudios de Posgrado

Por este conducto el que suscribe en mi calidad de Co-asesor de la Tesis denominada: **“Evaluación del comportamiento a fatiga de una mezcla asfáltica tibia de granulometría densa fabricada con asfalto AC-20 convencional y con asfaltos modificados con polímeros”**, elaborada por el pasante de la Maestría en Ingeniería (Geotecnia) de nombre:

Omar Oliver Mendoza

Informo a usted que a mi juicio el citado trabajo cumple con los requisitos técnicos y metodológicos necesarios, por lo que no tengo inconveniente alguno en liberarlo para que se continúe con los trámites de titulación que procedan.

Agradeciendo de antemano la atención prestada a la presente.

Sin otro particular, quedo de Usted.



H. Puebla de Z., a 07 de noviembre de 2014

Atentamente

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Noé Hernández".

M. I. Noé Hernández Fernández

C.c.p. Mtro. Jorge Antonio Caraza Islas, Asesor del Tema de Tesis.

Puebla, Pue., a 17 de Noviembre de 2014

M. I. EDGAR IRAM VILLAGRAN ARROYO

DIRECTOR DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA B.U.A.P.

PRESENTE

Por este conducto me dirijo a usted, para informarle que una vez que hemos procedido a revisar el trabajo de tesis denominada: **"EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO A FATIGA DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA TIBIA DE GRANULOMETRÍA DENSA FABRICADA CON ASFALTO AC-20 CONVENCIONAL Y CON ASFALTO MODIFICADO CON POLIMEROS"**, realizada por el alumno de la Maestría en ingeniería en Geotecnia: **OMAR OLIVER MENDOZA** y que una vez efectuadas las correcciones a las observaciones indicadas, se ha concluido la revisión de la misma. Por lo que no existe inconveniente alguno de nuestra parte, para que se autorice su impresión.

Agradeciendo de antemano la atención brindada a la presente, queda de usted



Atentamente

A handwritten signature in blue ink that reads "Caraza".

M. I. JORGE A. CARAZA ISLAS.

c.c.p, Dr. Gabriel Jiménez Suárez.- Secretario de investigación y estudios de posgrado F. I. B.U.A.P.

c.c.p. M. I. Noé Hernández Fernández.- Co asesor

c.c.p. Interesado.

c.c.p. Archivo.

Agradecimientos:

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por darme la oportunidad de poder cumplir este logro, solo él sabe el esfuerzo que me ha costado cerrar este importante ciclo, ya que aunque hubo algunos momentos en los que me vi frustrado, siempre apareció esa luz que me empujó a continuar y no darme por vencido. Gracias Dios porque aunque a veces nos olvidamos de darte las gracias sé que nos escuchas y estas pendiente de todas nuestras acciones.

Quiero agradecer sobre todo a mi Madre, porque ella representa a la persona que más quiero y siempre ha estado a mi lado en las buenas y en las malas, fruto de su esfuerzo y dedicación ha sido el sacarnos adelante a mí y a mi hermana.

A mi abuelita, que aunque ya no se encuentra conmigo, me hubiera gustado mucho que estuviera en este momento, y compartir este éxito con ella, ya que fue ella la que me inculcó desde pequeño el amor por el estudio.

A mi familia, que siempre ha estado conmigo y que son la raíz de mi vida y mis logros los comparto siempre con ellos.

Les agradezco mucho a mis profesores, por su enseñanza y desempeño por compartirnos sus conocimientos y experiencia.

A mis compañeros de generación, con los cuales compartí estos más de dos años de preparación, gracias a todos.

Quiero agradecer al Dr. Alfredo Hernández Noguera Investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por haberme dado la confianza para desarrollar este tema y permitirme llevar a cabo la parte final de mi investigación en el laboratorio de Vías Terrestres de este Instituto.

A la empresa OHL México, por haberme dado el apoyo económico que me permitió cursar la Maestría durante esos dos años.

A la Ing. Rosita Martínez por permitirme participar dentro de esta investigación dentro del laboratorio de la empresa SemMaterials México; así mismo, agradecer al personal técnico de este laboratorio por la paciencia y la ayuda otorgada.

Al M.I. Noé Hernández Fernández por su compromiso y colaboración en esta investigación, ya que sin su ayuda posiblemente me habría llevado más tiempo completar este trabajo.

Al M.I. Jorge A. Caraza Islas, por haberme guiado durante el desarrollo de esta Tesis, así mismo, por promover desde la licenciatura el gusto de los alumnos hacia la ingeniería en Vías Terrestres.

***“En el camino a la sabiduría,
el primer paso es silencio;
el segundo, escuchar;
el tercero recordar;
el cuarto, practicar;
el quinto, enseñar a otros.”***

- Salomón Ibn Gabirol

ÍNDICE

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.

1.1. Planteamiento del problema - - - - -	1
1.2. Justificación - - - - -	5
1.3. Hipótesis planteada - - - - -	6
1.4. Objetivos de investigación - - - - -	7
1.4.1. Objetivo general - - - - -	7
1.4.2. Objetivos específicos - - - - -	7
1.5. Marco metodológico - - - - -	7
1.6. Marco teórico - - - - -	12

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE.

2.1. Introducción - - - - -	15
2.2. Antecedentes de las mezclas asfálticas tibias - - - - -	17
2.3. ¿Qué es una mezcla asfáltica tibia? - - - - -	18
2.4. Beneficios de las mezclas tibias - - - - -	19
2.4.1. Ambientales - - - - -	20
2.4.2. Consumo de energía - - - - -	20
2.4.3. Económicos - - - - -	20
2.4.4. Constructivos - - - - -	20
2.4.5. Desempeño - - - - -	21
2.5. Tecnologías para producir Mezclas Asfálticas Tibias - - - - -	21
2.5.1. Reducción de la viscosidad utilizando aditivos orgánicos - - - - -	22
2.5.2. Asfaltos espumados - - - - -	23
2.5.3. Tecnologías con bases acuosas - - - - -	24
2.5.4. Uso de aditivos químicos - - - - -	26

CAPITULO 3. FATIGA EN MEZCLAS ASFÁLTICAS.

3.1. Introducción - - - - -	27
3.2. Generalidades - - - - -	27
3.3. Comportamiento de la mezcla asfáltica - - - - -	29
3.3.1. Comportamiento del cemento asfáltico - - - - -	29
a. Comportamiento a altas temperaturas - - - - -	30
b. Comportamiento a bajas temperaturas - - - - -	30
c. Comportamiento a temperatura ambiente - - - - -	31
d. Envejecimiento del asfalto - - - - -	31
3.3.2. Comportamiento del agregado mineral - - - - -	32
3.4. Principales tipos de falla en las mezclas asfálticas - - - - -	35
3.5. Agrietamiento por fatiga - - - - -	35
a. Agrietamiento inducido por el tránsito - - - - -	38
b. Agrietamiento inducido por la temperatura - - - - -	38
c. Agrietamiento por reflexión - - - - -	39

3.6. Factores que afectan la fatiga en la mezcla asfáltica - - - - -	39
3.6.1. Factores internos - - - - -	39
3.6.2. Factores externos - - - - -	42
3.7. Determinación de la falla por fatiga en el concreto asfáltico - - - - -	43
3.7.1. Inicios de la determinación de la falla por fatiga - - - - -	43
3.7.2. Determinación de la falla por fatiga en los últimos años - - - - -	44
3.7.3. Modelos constitutivos para la determinación de la falla por fatiga en el concreto asfáltico - - - - -	47
3.7.4. Procedimientos experimentales para la determinación de la falla por fisuración por fatiga - - - - -	51
3.7.5. Tipos de ensayos para la determinación de la falla por fatiga - -	54
3.7.6. Ensayos de fatiga a flexión - - - - -	56
3.7.7. Ensayo de fatiga a flexotracción dinámica a cuatro puntos sobre probetas prismáticas - - - - -	57

CAPITULO 4. EXPERIMENTACIÓN.

4.1. Introducción - - - - -	61
4.2. Plan de trabajo - - - - -	61
4.3. Caracterización de los materiales utilizados - - - - -	64
4.3.1. Material pétreo - - - - -	64
4.3.2. Asfaltos - - - - -	65
4.4. Gráficas de desempeño del asfalto tibio - - - - -	67
4.5. Determinación de las temperaturas de mezclado y compactación de la mezcla tibia - - - - -	70
4.6. Diseño de la mezcla - - - - -	72
4.6.1. Mezcla de prueba - - - - -	72
4.6.2. Granulometría seleccionada - - - - -	75
4.6.3. Diseño volumétrico - - - - -	77
4.6.4. Determinación del contenido óptimo de asfalto - - - - -	77
4.7. Parámetros volumétricos de la mezcla - - - - -	78
4.7.1. Gravedad específica neta (Gmb) - - - - -	78
4.7.2. Gravedad específica teórica máxima (Gmm) - - - - -	79
4.8. Susceptibilidad a la humedad y deformación permanente por rodera en el analizador de rueda cargada de Hamburgo (HWT) - - - - -	81
4.9. Módulo dinámico de la mezcla tibia - - - - -	86
4.10. Fatiga a flexión en vigas a 4 puntos - - - - -	94

CAPITULO 5. RESULTADOS Y ANÁLISIS.

5.1. Introducción - - - - -	107
5.2. Gravedad específica bruta y contenido de vacíos - - - - -	107
5.3. Gráfico Módulo vs No. de ciclos a la falla - - - - -	108
5.4. Gráfico Energía disipada vs No. de ciclos a la falla - - - - -	116
5.5. Leyes de Fatiga - - - - -	119
5.6. Determinación de la vida a fatiga de una estructura de pavimento de uso convencional en México (Subbase-base-carpeta). - - - - -	123

CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1. Conclusiones - - - - -	126
6.2. Recomendaciones - - - - -	128
BIBLIOGRAFÍA- - - - -	130
ANEXOS- - - - -	133

Índice de figuras

<i>Figura 1.1. Agrietamiento por fatiga</i> - - - - -	4
<i>Figura 1.2. Diagrama del ensayo de fatiga a 4 puntos de apoyo AASHTO T 321-07</i> - - - - -	10
<i>Figura 1.3. Preparación de probetas para el ensayo de fatiga</i> - - - - -	10
<i>Figura 1.4. Sección de la probeta de mezcla asfáltica para el ensayo de fatiga</i> - - - - -	11
<i>Figura 1.5. Curva S-N y límite de resistencia</i> - - - - -	12
<i>Figura 1.6. Etapas del crecimiento de la fisuración por fatiga</i> - - - - -	13
<i>Figura 2.1. Clasificación de las mezclas asfálticas por el rango de temperaturas (Shell Bitumen, 2008)</i> - - - - -	15
<i>Figura 2.2. Clasificación de las tecnologías para producir mezclas asfálticas tibias</i> - - - - -	19
<i>Figura 2. 1. Ceras como aditivo orgánico (Shell Bitumen, 2008)</i> - - - - -	22
<i>Figura 2. 2. Cámara de expansión del asfalto (Thenoux & Jamet , 2012)</i> - - - -	23
<i>Figura 2. 3. Tecnologías a base de agua (PITRA, 2011)</i> - - - - -	25
<i>Figura 3. 1. Conducta visco-elástica (Instituto del asfalto, 1994)</i> - - - - -	30
<i>Figura 3. 2. Esqueleto pétreo del agregado (Instituto del asfalto, 1994)</i> - - - -	33
<i>Figura 3. 3. Comportamiento del agregado sujeto a cargas por cortante (Instituto del asfalto, 1994)</i> - - - - -	33
<i>Figura 3. 4. Dilatación de dos partículas de agregado cuando están sometidas a esfuerzos de corte (Instituto del asfalto, 1994)</i> - - - - -	34
<i>Figura 3. 5. Deformación del pavimento producido por esfuerzos de tensión y compresión (Asphalt Institute, 2007)</i> - - - - -	36
<i>Figura 3. 6. Agrietamiento por fatiga (Garnica Anguas, Gómez López, & Sesma Martínez, 2002)</i> - - - - -	37
<i>Figura 3. 7. Influencia de la temperatura en la vida a fatiga (Salvador Franco, 2012)</i> - - - - -	43
<i>Figura 3. 8. Curva de Whöler (Salvador Franco, 2012)</i> - - - - -	44
<i>Figura 3. 9. Leyes de fatiga (García, 2012)</i> - - - - -	46
<i>Figura 3. 10. Criterio del fallo por fatiga de acuerdo con el tipo de ensayo (Salvador Franco, 2012)</i> - - - - -	51
<i>Figura 3. 11. Fases de degradación por el fenómeno de fatiga en mezclas asfálticas (Salvador Franco, 2012)</i> - - - - -	53
<i>Figura 3. 12. Diferentes pruebas de laboratorio para caracterizar la fatiga en mezclas asfálticas (Salvador Franco, 2012)</i> - - - - -	55

<i>Figura 3. 13. Procedimientos a flexión para determinar el comportamiento a fatiga en mezclas asfálticas (Salvador Franco, 2012)-</i>	56
<i>Figura 3. 14. Equipo de ensaye a fatiga a flexión en 4 puntos (ASTM, 2011)-</i>	57
<i>Figura 3. 15. Carga aplicada sinusoidal (Gallar, 2011)-</i>	58
<i>Figura 3. 16. Principios básicos del ensayo a flexión en cuatro puntos (AASHTO, 2011)-</i>	58
<i>Figura 4. 1. Pruebas de caracterización de agregados (grueso y fino) -</i>	61
<i>Figura 4. 2. Pruebas de caracterización en el asfalto- -</i>	62
<i>Figura 4. 3. Esquema de trabajo de la investigación- -</i>	62
<i>Figura 4. 4. Ubicación geográfica del Banco “La Pasión” (Google Earth, 2013)-</i>	64
<i>Figura 4. 5. Agregado pétreo (grava) -</i>	64
<i>Figura 4. 6. Caracterización del ligante asfáltico en el DSR (AC-20 tibio)- - -</i>	68
<i>Figura 4. 7. Caracterización del ligante asfáltico en el DSR (PG 70-22 tibio)-</i>	68
<i>Figura 4. 8. Caracterización del ligante asfáltico en el DSR (PG 76-22 tibio)- -</i>	69
<i>Figura 4. 9. Carta de viscosidad- - - - -</i>	71
<i>Figura 4. 10. Curva granulométrica de las mezclas de prueba- - - - -</i>	73
<i>Figura 4. 11. Curva granulométrica de diseño con tamaño nominal máximo de 19 mm (3/4”) - - - - -</i>	76
<i>Figura 4. 12. Determinación de la gravedad específica neta de la mezcla compacta- - - - -</i>	79
<i>Figura 4. 13. Determinación de la gravedad específica teórica máxima. (a) picnómetro (b) mezcla asfáltica en estado suelto- - - - -</i>	80
<i>Figura 4. 14. Rueda cargada de Hamburgo- - - - -</i>	82
<i>Figura 4. 15. Compactador lineal de amasado- - - - -</i>	84
<i>Figura 4. 16. Especímenes por duplicado- - - - -</i>	84
<i>Figura 4. 17. Esquema del funcionamiento de la rueda de Hamburgo- - - - -</i>	85
<i>Figura 4. 18. Resultados prueba de Hamburgo para la mezcla asfáltica fabricada con AC-20- - - - -</i>	85
<i>Figura 4. 19. Resultados prueba de Hamburgo para la mezcla asfáltica fabricada con asfalto grado PG 70-22- - - - -</i>	86
<i>Figura 4. 20. Montaje del ensaye de módulo dinámico en mezclas asfálticas (Garnica Anguas & Correa, 2004)- - - - -</i>	87
<i>Figura 4. 21. Compactador giratorio Superpave- - - - -</i>	89
<i>Figura 4. 22. Extracción de especímenes- - - - -</i>	89

<i>Figura 4. 23. Ensaye de Módulo dinámico-</i> - - - - -	90
<i>Figura 4. 24. Ejemplo de construcción de una curva maestra-</i> - - - - -	92
<i>Figura 4. 25. Curva maestra de la mezcla con asfalto AC-20 tibio para una temperatura de referencia de 21°C-</i> - - - - -	92
<i>Figura 4. 26. Curva maestra de la mezcla con asfalto PG 70-22 tibio para una temperatura de referencia de 21°C-</i> - - - - -	93
<i>Figura 4. 27. Curva maestra de la mezcla con asfalto PG 76-22 tibio para una temperatura de referencia de 21°C-</i> - - - - -	93
<i>Figura 4. 28. Molde de acero para la fabricación de slabs-</i> - - - - -	94
<i>Figura 4. 29. Proceso de fabricación de la mezcla: a) Pesado de los agregados y añadido del asfalto; b) y c) Mezclado de los agregados con el asfalto; d) Mezcla terminada, lista para envejecer en el horno-</i> - - - - -	96
<i>Figura 4. 30. Proceso de compactado de la mezcla: a) Encendido del equipo y colocación del molde; b) Compactado de la mezcla; c) Retiro de las placas compactadoras de acero del slab de mezcla asfáltica compactado; d) Slabs de mezcla asfáltica finales-</i> - - - - -	97
<i>Figura 4. 31. Proceso de cortado de las placas-</i> - - - - -	101
<i>Figura 4. 32. Probeta primatica (pesado y dimensionamiento) -</i> - - - - -	103
<i>Figura 4. 33.- Componentes principales del equipo de prueba de fatiga-</i> - - - - -	104
<i>Figura 4. 34. Montaje de la viga en el equipo de fatiga-</i> - - - - -	105
<i>Figura 4. 35. Panel de control para el ensaye de fatiga a cuatro puntos de apoyo-</i> - - - - -	106
<i>Figura 5. 1.- Gráfico Módulo vs N° de ciclos para el asfalto tibio AC-20-</i> - - - - -	110
<i>Figura 5. 2.- Gráfico Módulo de rigidez (%) vs N° de ciclos para el asfalto tibio AC-20-</i> - - - - -	110
<i>Figura 5. 3.- Gráfico Módulo vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 70-22-</i> - - - - -	112
<i>Figura 5. 4.- Gráfico Módulo (%) vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 70-22-</i> - - - - -	112
<i>Figura 5. 5.- Gráfico Módulo vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 76-22-</i> - - - - -	114
<i>Figura 5. 6.- Gráfico Módulo (%) vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 76-22-</i> - - - - -	114
<i>Figura 5. 7.- Gráfico Energía disipada vs N° de ciclos para el asfalto tibio AC-20-</i> - - - - -	117
<i>Figura 5. 8.- Gráfico Energía disipada vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 70-22-</i> - - - - -	118
<i>Figura 5. 9.- Gráfico Energía disipada vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 76-22-</i> - - - - -	118

<i>Figura 5. 10. Ley de Fatiga de la mezcla con asfalto AC-20 tibio- - - - -</i>	<i>119</i>
<i>Figura 5. 11. Ley de Fatiga de la mezcla con asfalto PG 70-22 tibio- - - - -</i>	<i>120</i>
<i>Figura 5. 12. Ley de Fatiga de la mezcla con asfalto PG 76-22 tibio- - - - -</i>	<i>120</i>
<i>Figura 5. 13. Leyes de Fatiga de las tres mezclas tibias- - - - -</i>	<i>122</i>
<i>Figura 5. 14.- Comparativa de espesores de diseño obtenidos a partir del DISPAV-5- - - - -</i>	<i>124</i>

Índice de tablas

<i>Tabla 4. 1. Resultados obtenidos de las pruebas de caracterización de los agregados grueso y fino- - - - -</i>	65
<i>Tabla 4. 2. Resultados de la caracterización de los asfaltos base (sin aditivo a tibio) - - - - -</i>	66
<i>Tabla 4. 3. Resultados de la caracterización de los asfaltos tibios- - - - -</i>	66
<i>Tabla 4. 4. Temperaturas de mezclado y compactación obtenidas empíricamente- - - - -</i>	71
<i>Tabla 4. 5. Temperaturas de mezclado y compactación utilizadas- - - - -</i>	72
<i>Tabla 4. 6. Esfuerzo requerido para la compactación giratoria según el tránsito esperado en el carril de diseño- - - - -</i>	74
<i>Tabla 4. 7. Propiedades volumétricas- - - - -</i>	75
<i>Tabla 4. 8. Composición granulométrica final- - - - -</i>	75
<i>Tabla 4. 9. Materiales constitutivos de la mezcla de los agregados- - - - -</i>	76
<i>Tabla 4. 10. Gravedad específica teórica máxima (Gmm) - - - - -</i>	80
<i>Tabla 4. 11. Número mínimo de pasadas para la deformación máxima en la Prueba de Hamburgo (Asociación Mexicana del Asfalto, A.C., 2011)- - - - -</i>	81
<i>Tabla 5. 1.- Gravedad específica bruta, contenido de vacíos, desviación estándar y coeficiente de variación (valores promedio de las probetas para el ensayo de fatiga) - - - - -</i>	108
<i>Tabla 5. 2.- Resumen de resultados del ensaye a fatiga por viga (asfalto AC-20 tibio) - - - - -</i>	111
<i>Tabla 5. 3.- Resumen de resultados del ensaye a fatiga por viga (PG 70-22 tibio) - - - - -</i>	113
<i>Tabla 5. 4.- Resumen de resultados ensaye fatiga para cada viga- - - - -</i>	115
<i>Tabla 5. 5.- Composición del tránsito- - - - -</i>	124
<i>Tabla 5. 6.- Comparativa de resultados de comportamiento a fatiga para cada tipo de mezcla- - - - -</i>	125

CAPITULO 1

Introducción y objetivos

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Uno de los principales problemas medioambientales que debe afrontar la humanidad en el siglo XXI es el del cambio climático, dicho cambio, se debe en gran medida a la emisión de gases que contribuyen a aumentar la temperatura ambiental, dentro de tales gases destaca el dióxido de carbono que es responsable del 80% de las emisiones totales; durante miles de años, las emisiones de dióxido de carbono se mantuvieron estables, sin embargo han aumentado mucho desde la Revolución Industrial pasando de 280 ppm en el año 1800 a 380 ppm, en la actualidad, esta evolución ha venido acompañada de un aumento de la temperatura media que ha pasado de 13,7°C a 14,4°C (Amestoy Alonso, 2010).

El impacto económico como consecuencia del calentamiento global es enorme, pues dicho fenómeno está asociado a una mayor frecuencia e intensidad de los desastres naturales y la pérdida de tierras debido al aumento del nivel de los océanos, así como a PIB no generado como consecuencia de la disminución en la producción agrícola, en tal sentido, se estima por ejemplo que el costo de la inacción frente al calentamiento global podría ascender al 8% del PIB por año en 2100 (Amestoy Alonso, 2010).

Por lo anterior, desde la década de los ochenta se observa una importante tendencia hacia la investigación, desarrollo e innovación en productos, procesos y servicios, que generen sostenibilidad ambiental contribuyendo a la mitigación o a la adaptación frente al Cambio Climático como problema de naturaleza compleja. El sector transporte no ha escapado a esa tendencia, debido a que es uno de los sectores más contaminantes pues representa el 40% de las emisiones totales de CO₂ (Dióxido de Carbono) de origen energético y un 80% de las de CO (Monóxido de Carbono), siendo además la primera fuente de contaminación ambiental en el medio urbano (Amestoy Alonso, 2010).

Ante el atraso en el desarrollo vial de algunos países como México, el mal estado en que se encuentran las carreteras, la poca duración de la carpeta de rodamiento

en los pavimentos flexibles; es necesario buscar alternativas que minimicen las fallas de éstos pavimentos, en función de la disminución de costos económicos y ambientales.

En México el material más común para la construcción de pavimentos es la mezcla asfáltica, en la que el asfalto actúa como un ligante y aglutinador de las partículas minerales, y forma una masa cohesiva muy efectiva, resultando en un material muy atractivo para la construcción de carpetas de rodamiento.

Sin embargo, los procesos de mezclado y compactación empleados en las Mezclas Asfálticas en Caliente (HMA – Hot Mix Asphalts) requieren altas temperaturas, por lo que la emisión de gases contaminantes es elevada para el proceso productivo, haciéndolo costoso y causante de un grave daño ambiental. Como solución, se han desarrollado algunas tecnologías destinadas a la disminución de la temperatura mediante la reducción de viscosidad de los ligantes asfálticos. De esta manera, se han concebido las Mezclas Asfálticas Tibias (WMA – Warm Mix Asphalts) que además de generar ahorros en el consumo de combustible durante las operaciones de mezclado y compactación, reducen la emisión de los gases que se forman durante la producción y aplicación de la mezcla asfáltica.

Es precisamente en la industria de fabricación de mezclas asfálticas donde se ha observado un interés significativo en la producción de mezclas a temperaturas más bajas. Los avances en la tecnología, junto con las crecientes preocupaciones medioambientales y de seguridad ocupacional han orientado las investigaciones por la senda de una producción más respetuosa del medio ambiente.

La reducción de la calefacción de producción de la mezcla, no sólo involucra un menor consumo de combustible, sino también, trae significativas reducciones en la cantidad de emisiones de partículas de los agregados finos, en la cantidad de gases de efecto invernadero generados, en la cantidad de humo generada por el asfalto, lo cual es especialmente relevante en torno a las máquinas de

pavimentación, y por ende la reducción en la cantidad de combustibles fósiles no renovables utilizados.

El principal problema planteado en este trabajo, es que en la mayoría de los pavimentos de hoy en día se realizan con mezcla asfáltica en caliente, en la cual el agregado y el asfalto se mezclan normalmente a temperaturas de entre 150 y 180 ° C y para su compactado se recomiendan entre 130 y 150 ° C.

El asfalto y los agregados se calientan a una temperatura alta, para garantizar una viscosidad adecuada, capaz de cubrir las partículas de agregado. El asfalto se compacta, cuando aún está caliente, lo cual hace optimizar su desempeño. A medida que el asfalto se enfría, se vuelve más difícil de compactar, disminuyendo sus características de viabilidad en cuanto al cumplimiento de las especificaciones.

Ante este problema las mezclas tibias presentan una serie de ventajas, entre las que se encuentran las ambientales (reducción de energía en la elaboración de las mezclas y en la emisión de gases), las constructivas (mayor flexibilidad en el tendido y compactación), las relacionadas con la salud (reducción de emisiones de gases tipo VOC y de riesgos para personal de obra).

Además de las anteriores ventajas, se tienen las relacionadas a su durabilidad, la reducción de temperaturas implica un menor envejecimiento del ligante durante las etapas de elaboración, transporte y colocación de la mezcla, por lo que habría esperar un mejor comportamiento a largo plazo que el que se obtiene con una mezcla asfáltica en caliente.

La durabilidad de la mezcla asfáltica se relaciona con las deformaciones que presenta la carpeta asfáltica a lo largo de su vida útil. El comportamiento de la carpeta ante tales deformaciones depende fuertemente de las propiedades mecánicas de cada uno de sus componentes (asfalto-agregados). Dentro de los tipos básicos de deterioro que pueden sufrir los pavimentos flexibles se encuentra la fisuración por fatiga.

La falla por fatiga se presenta muy comúnmente en los pavimentos de nuestro país, y se evidencia por la aparición de pequeñas grietas en la superficie de rodamiento llamadas “piel de cocodrilo” o grietas de “mapeo” (Figura 1. 1).



Figura 1. 1. Agrietamiento por fatiga.

El estudio del problema de fatiga en materiales utilizados en la construcción de mezclas asfálticas es relativamente escaso dentro del área del diseño de pavimentos, debido principalmente a su complejidad en analizar y comprender dicho fenómeno.

En este sentido, la problemática que se ha planteado relativa a las dificultades técnicas, los mayores costos y el impacto ambiental de las mezclas asfálticas en caliente (HMA) dan pie para que se formule como principal pretensión de este trabajo la de producir mezclas asfálticas tibias (WAM), y evaluar su comportamiento a la fatiga. En tal sentido, la pregunta problema que se pretende responder con este trabajo es: ¿Es posible mejorar el comportamiento a fatiga de una mezcla asfáltica a través de un aditivo un aditivo en el asfalto que permita reducir la temperatura de producción y compactación de la mezcla final?

1.2 JUSTIFICACIÓN.

Las carreteras ocupan un lugar muy importante dentro de la infraestructura debido a que contribuyen al desarrollo del país, por ello es necesario darles el mantenimiento adecuado para alargar su vida útil. Existen diferentes tratamientos, entre los que se encuentra: el uso de mezclas asfálticas en caliente y el de mezclas en frío. Actualmente se busca promover el uso de mezclas asfálticas tibias como opción más viable para mitigar las afectaciones al ambiente que provoca la emisión de gases contaminantes.

Como egresado de la universidad, se tiene el compromiso de asumir con responsabilidad el reto de contribuir a mejorar las condiciones medioambientales a partir del conocimiento adquirido en las aulas, en este sentido, ya no se trata solamente de ser socialmente responsables, sino también, de asumir con la mejor disposición la responsabilidad ambiental que a cada uno desde su órbita profesional le compete. El reto es grande, pues se trata de compaginar el progreso de la humanidad y el mejoramiento de las condiciones de vida, con el deber de preservar los recursos naturales que hoy se tienen, para el disfrute de las generaciones futuras.

En el quehacer profesional de la Ingeniería Civil, son reiteradas las inquietudes que se generan en los proyectos de pavimentación vial relacionadas con la mejor forma de reducir costos en la materia prima, en la producción y en el desecho de materiales, a esta situación, se suma la imperiosa necesidad ética, legal y ambiental, de ayudar a la sostenibilidad del ambiente a través de la implementación de alternativas que contribuyan a la minimización de impactos ambientales negativos.

En este caso, los pavimentos flexibles de las carreteras de hoy día necesitan que las mezclas asfálticas que los componen sean de alto desempeño. Este adjetivo significa que estos materiales deben ser resistentes fundamentalmente a tres efectos, a saber: a) deformaciones plásticas, b) fatiga por carga repetida, y c) humedad. La clave de este concepto es el desempeño, es decir, la respuesta que

tiene la mezcla a las diferentes acciones externas de carga, deformación y humedecimiento.

A partir de ello, el fundamento del presente trabajo gira en torno a evaluar en laboratorio el comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas tibias, de forma tal que nos permita conocer el grado de durabilidad que obtendremos en nuestra carpeta en comparación con una fabricada a partir de una mezcla asfáltica tradicional en caliente.

Cabe recordar que en la actualidad la oferta en soluciones para la producción de mezclas asfálticas en el país, se limita únicamente a las mezclas en caliente y en frío, son pocas las firmas de pavimentación nacionales, que identifican la necesidad de invertir en proyectos de investigación, desarrollo e innovación para la implementación de nuevas tecnologías asfálticas, de ahí la importancia del presente proyecto de investigación.

Desde la perspectiva medioambiental, la realización del proyecto de investigación que se plantea es relevante y está plenamente justificado, pues se identifica con una necesidad surgida en el seno de la sociedad actual, donde lo que se busca es brindar soluciones que además de mejorar las condiciones de vida de los usuarios y reducir costos, prevengan o por lo menos minimicen el deterioro medioambiental.

1.3 HIPÓTESIS PLANTEADA.

Al modificar las propiedades del asfalto por medio de la adición de un aditivo, se reduce la temperatura necesaria para la fabricación y compactación de la mezcla asfáltica; además, de que disminuimos el envejecimiento de los ligantes asfálticos, y por ende, mejoramos el comportamiento a fatiga de la mezcla.

1.4 OBJETIVOS DE INVESTIGACIÓN.

1.4.1 OBJETIVO GENERAL.

El objetivo de esta tesis se basa en analizar el comportamiento a fatiga de una mezcla asfáltica tibia de granulometría densa SCT (T.M. $\frac{3}{4}$ ") fabricada con tres tipos de asfalto, uno convencional sin modificar AC-20 y los dos restantes modificados con polímeros (SBS), mediante la aplicación del ensayo de flexotracción dinámica a cuatro puntos de apoyo en desplazamiento controlado (normativa AASHTO T 321-07).

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Determinar la calidad de 3 asfaltos tibios, uno sin modificar y los dos restantes modificados con polímeros para resistir la fatiga.
- Obtener el módulo dinámico de cada una de las mezclas asfálticas tibias.
- Obtener las leyes de fatiga de cada una de las mezclas asfálticas tibias analizadas.
- Por medio de las leyes de fatiga, determinar la vida a fatiga de una estructura de pavimentos de uso convencional en México (Subbase-base-carpeta).

1.5 MARCO METODOLÓGICO.

El desarrollo experimental de esta tesis comprende las siguientes actividades:

- A. Caracterización de agregados pétreos.
- B. Caracterización de asfaltos.
- C. Diseño de la mezcla asfáltica.
- D. Ensayo de fatiga a 4 puntos de apoyo.
 - D.1 Fabricación de probetas.
 - D.2 Acondicionamiento de probetas.
 - D.3 Desarrollo del ensayo.

A. Caracterización de agregados pétreos

En la fabricación de las mezclas asfálticas se empleará “Basalto”, específicamente el proveniente del Banco de Materiales denominado “La Pasión” ubicado en el km. 31+700 de la carretera Santa Rosa- La Barca, desviación derecha 2,300 m en el municipio de Juanacatlan en el estado de Jalisco, Mex.

Se realizarán los siguientes ensayos de caracterización:

- Desgaste en la máquina de Los Ángeles.
- Absorción.
- Densidad.
- Intemperismo acelerado.
- Caras fracturadas.
- Partículas alargadas y lajeadas.
- Equivalente de arena.

Todos estos ensayos se realizarán de acuerdo a la normativa vigente de la SCT.

B. Caracterización de asfaltos

Se emplearán 3 asfaltos; uno convencional AC-20 proveniente de la refinería de PEMEX en Tula, Hgo., y 2 modificados con polímeros (SBS) donados por la empresa Sem Materials México. Los tres asfaltos que se van a ocupar se les adiciono un aditivo de modificación química para darles las propiedades de un asfalto tibio.

Por razones de confidencialidad no se mencionará las proporciones de polímero ni del aditivo que contienen los asfaltos tibios, únicamente se mencionará el tipo de modificador de los asfaltos con polímero (SBS) y la naturaleza del aditivo que se adicionó a los tres asfaltos que es de modificación química.

Se realizarán los siguientes ensayos de caracterización:

- Penetración.
- Reblandecimiento anillo y bola.

- Punto de inflamación.
- Viscosidad rotacional en reómetro.
- Módulo reológico de corte dinámico en reómetro.
- Envejecimiento de película delgada (RTFO).
- Envejecimiento en vasija de presión (PAV).

En la ejecución de estos ensayos se seguirá la norma SCT para materiales asfálticos.

C. Diseño de la mezcla asfáltica

Para el diseño de la mezcla se tomará una curva de granulometría densa TM ¾” recogida en la normativa SCT y mediante el método Superpave se determinará el contenido de asfalto óptimo para un contenido de vacíos del 4%.

Se ha escogido este tipo de granulometría debido a que se considera como la de mayor aplicación en México.

D. Ensayo de fatiga a 4 puntos de apoyo

Para determinar la ley de fatiga con control de desplazamiento se utilizará el ensayo a flexotracción dinámica a 4 puntos de apoyo, norma AASHTO T 321-07. (Figura 1. 2)

El ensayo consiste en someter una probeta prismática, apoyada en sus extremos y sujeta en su centro, a un desplazamiento de éste que varía con el tiempo según una función sinusoidal de forma: $D = D_0 \sin 2\pi Ft$.

Relacionando las deformaciones máximas iniciales producidas en el centro de la probeta, con el número de ciclos necesarios para reducir la rigidez de la probeta a la mitad, se obtienen pares de valores correspondientes a varios ensayos a diferentes amplitudes de desplazamiento, que permiten definir la ley de fatiga en deformación con control en desplazamiento.

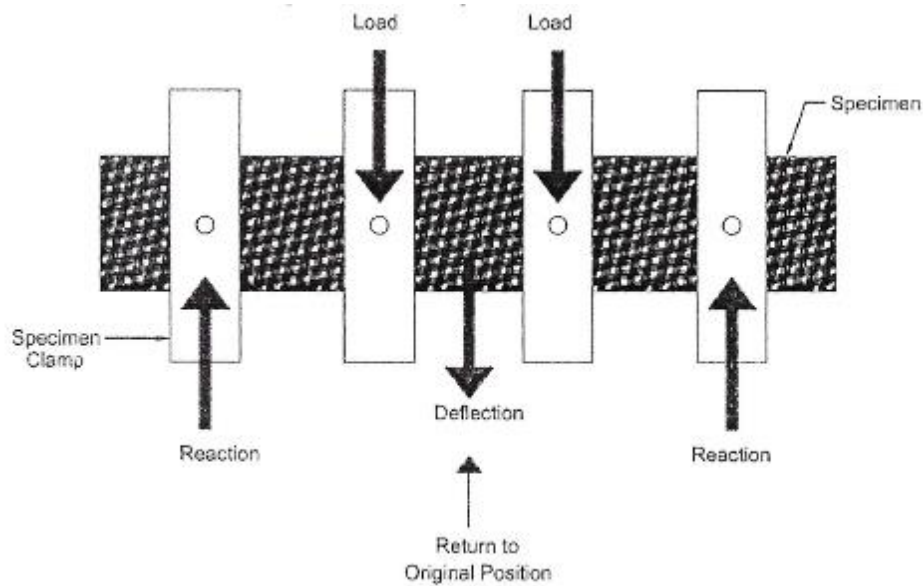


Figura 1. 2. Diagrama del ensayo de fatiga a 4 puntos de apoyo AASHTO T 321-07

D.1 Fabricación de probetas

Una vez obtenido el diseño de la mezcla (granulometría + contenido de asfalto), se procederá a fabricar placas de mezcla asfáltica de 300x400x50 mm. en el compactador neumático de rodillo (slab compactor). En el proceso de compactación se asignará en el equipo el número de pasadas necesarias para obtener un contenido de vacíos de 5%.

Las placas que se obtienen son del tipo de la figura siguiente (Figura 1. 3a), después estas placas se cortan en la sierra de disco para obtener finalmente vigas prismáticas de 380x63x50 mm (Figura 1. 3b).



Figura 1. 3. Preparación de probetas para el ensayo de fatiga.

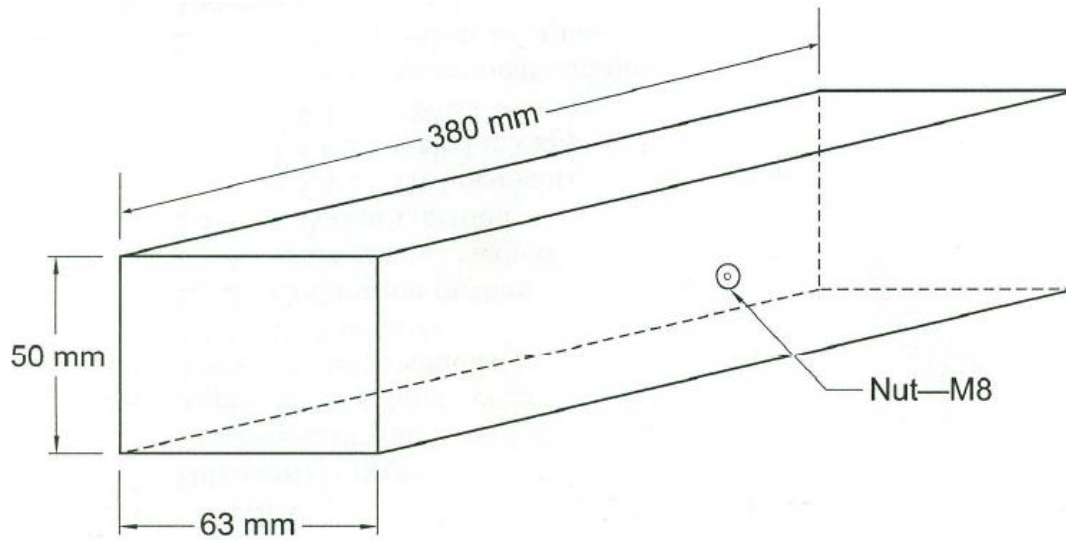


Figura 1. 4. Sección de la probeta de mezcla asfáltica para el ensayo de fatiga.

D.2 Acondicionamiento de probetas

Antes de iniciar el ensayo de cada una de las probetas, estas deberán colocarse en una cámara ambiental a la temperatura de 20°C durante 2 horas.

D.3 Desarrollo del ensayo

La ejecución del ensayo se realizará de acuerdo a la norma AASHTO T 321-07 “Determining the fatigue life of compacted Hot Mix Asphalt HMA subjected to repeated flexural bending”.

Una vez colocada la probeta se someterá a un desplazamiento constante de entre 250-750 micras con una frecuencia de ensayo de 10Hz.

Se considera la falla de la probeta cuando la rigidez inicial (tomada en el ciclo 50 de carga) se reduce al 50% de su valor.

Para obtener una ley de fatiga se deberán ensayar por lo menos 10 probetas, con estos 10 pares de valores (ciclos-deformación) obtenidos se podrá construir una ley de fatiga.

Es importante mencionar que las pruebas de laboratorio de llevarán a cabo en el laboratorio de la empresa SemMaterials en la ciudad de Puebla, y en caso de

requerirse se podrían realizar también algunos ensayos en el laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

1.6 MARCO TEÓRICO.

El proceso de fisuración por fatiga ha sido objeto de estudio en una gran variedad de materiales, en el caso especial de las mezclas asfálticas, se manifiesta como una fisuración debida al paso repetido de los vehículos. Es decir, los materiales asfálticos puestos en obra en los pavimentos tienen que soportar, cada vez que pasa un vehículo, cargas puntuales de corta duración. El paso repetido de dichas cargas puede transformar las microfisuras presentes en el pavimento en macrofisuras, provocando de esta manera una pérdida de rigidez y, a largo plazo, llegar a dañar de forma irreversible el pavimento.

Históricamente, la predicción de la vida a fatiga se ha basado en la relación entre tensión y número de ciclos, S-N, representada en el diagrama de Wöhler, basado en el criterio de resistencia de material (Figura 1. 5).

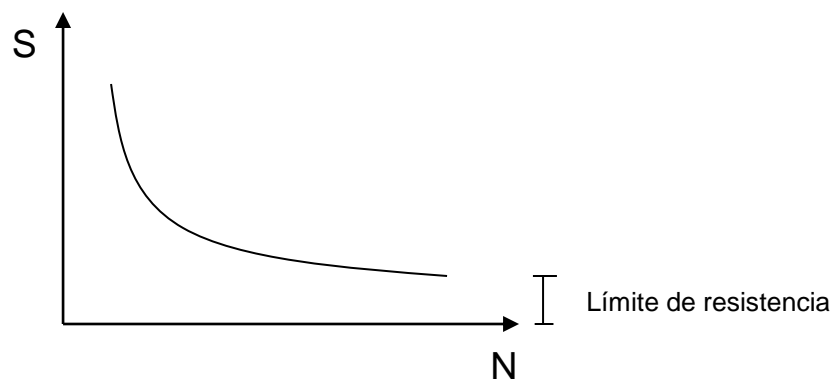


Figura 1. 5. Curva S-N y límite de resistencia

Durante el proceso de degradación del material se presentan 3 fases (Figura 1. 6):

- I. Micro coalescencia de huecos y formación de microfisuras en la mezcla. En esta etapa se producen los primeros cambios micro estructurales formando zonas con daño irreversibles,

- II. Donde se inician las macrogrietas y formación de fisuras con orientación dominante, el crecimiento de las fisuras ocurre después de cada ciclo de carga.
- III. Donde se produce un proceso de propagación inestable, provocando la fractura del material.

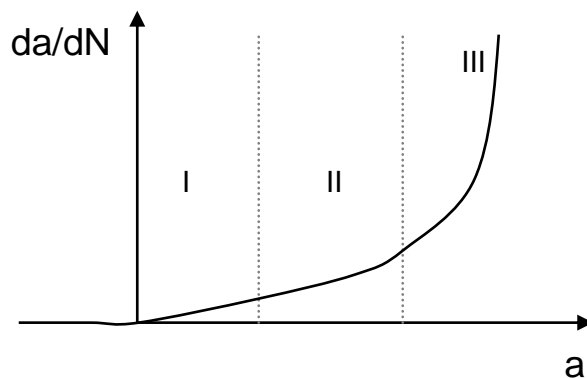


Figura 1. 6. Etapas del crecimiento de la fisuración por fatiga.

Como es evidente, la fase II, es la que más preocupa e interesa a los investigadores, ya que es el lugar donde se produce el crecimiento de las fisuras.

Se han considerado diferentes criterios para analizar la vida y el comportamiento a fatiga de las mezclas asfálticas. Por ejemplo, el criterio clásico, en deformación controlada, postula que la falla por fatiga de un material ocurre cuando su resistencia se reduce al 50%; otro criterio adoptado para ensayos a tensión controlada, fija el fallo por fatiga cuando el modulo es un 10% de su valor original. Hopman et al. y Pronk, establecen un indicador de energía, R_n , que se fundamenta en el concepto de energía disipada. Di Benedetto et al., establecen un criterio diferente en función de un parámetro de daño, D , que evoluciona según el número de ciclos de carga N .

Recientemente, el criterio de fallo por fatiga se ha estudiado mediante la utilización de la mecánica de fractura (Paris) y la mecánica de medios continuos (Lubliner, Malvern). Estos nuevos enfoques permiten introducir el fenómeno de pérdida de

resistencia de las mezclas producido por los efectos combinados de fatiga, fractura, daño, plasticidad, viscoplasticidad.

En el laboratorio, el fenómeno de fatiga es reproducido mediante ensayos de flexión-tracción. Las configuraciones de ensayo principalmente utilizadas son: a dos puntos o ensayo de viga trapezoidal, a tres y a cuatro puntos de apoyo. Estos ensayos son efectuados a tensión y desplazamiento controlado.

CAPITULO 2

Estado del Arte (Mezclas Asfálticas Tibias)

2.1. Introducción

El objetivo principal de este capítulo, es proporcionar un estado del arte obtenido a partir de la búsqueda bibliográfica de artículos, estudios y publicaciones referentes a las mezclas asfálticas tibias, centrándose principalmente en su desarrollo, sus beneficios y las tecnologías que existen para su fabricación.

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

En general las mezclas asfálticas pueden clasificarse por el rango de temperaturas de producción (mezclado), desde mezclas asfálticas en frío hasta mezclas asfálticas en caliente (Figura 2. 1).

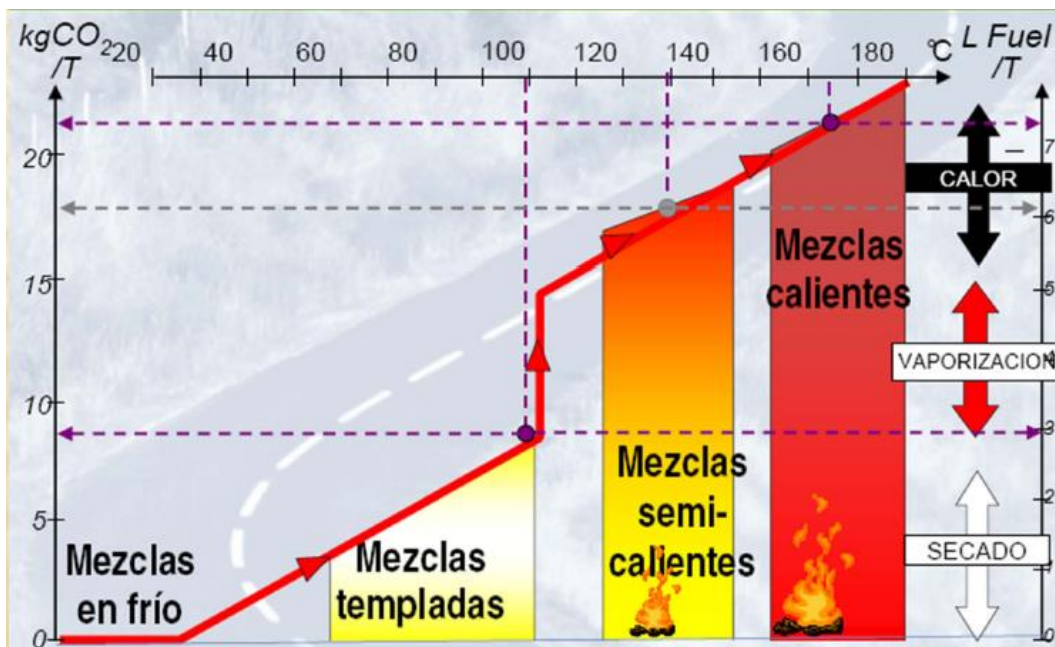


Figura 2. 1. Clasificación de las mezclas asfálticas por el rango de temperaturas (Shell Bitumen, 2008).

- Mezclas asfálticas en frío: usualmente se mezclan a temperatura ambiente utilizando emulsiones o asfaltos espumados.

- Mezclas asfálticas templadas: producidas a temperaturas debajo de la temperatura de vaporización del agua (100 °C).
- Mezclas asfálticas tibias o semi-calientes: producidas típicamente a temperaturas en un rango entre 120 a 140 °C.
- Mezclas asfálticas en caliente: son producidas típicamente en un rango de 150 a 180 °C, de acuerdo al ligante asfáltico utilizado (PITRA, 2011).

La finalidad de calentar una mezcla asfáltica a cierta temperatura es para garantizar lo siguiente:

- Un revestimiento correcto del esqueleto granular por la película de ligante asfáltico, gracias a la disminución de la viscosidad de éste al aumentar su temperatura.
- Una mezcla homogénea, gracias a la maleabilidad acrecentada del compuesto durante el tiempo de producción; y
- Una compactación adecuada durante todo el proceso de tendido y compactación, gracias a la acción lubricante del ligante fluido (Castillo A., 2012).

Uno de los objetivos críticos en la fabricación de mezclas asfálticas en caliente, es que la energía necesaria para calentar los agregados y el asfalto, es considerablemente grande. Este calentamiento no es solamente costoso, sino también perjudicial para el medio ambiente. En efecto, el consumo de combustibles fósiles para calentar los constituyentes de la mezcla asfáltica, además del costo económico, conlleva la emisión de contaminantes a la atmósfera, producto de la combustión misma.

A diferencia de las mezclas asfálticas calientes, en donde se utilizan elevadas temperaturas en el mezclado y compactación, las mezclas asfálticas tibias buscan reducir estas temperaturas aproximadamente en un 20%, lo cual permite disminuir notablemente las emisiones de gases y polvo al medio ambiente durante el

proceso de producción y colocación, sin que esto perjudique las propiedades de desempeño de la mezcla asfáltica.

2.2. Antecedentes de las mezclas asfálticas tibias.

El concepto de mezcla asfáltica tibia surge en Europa, tras la necesidad de producir una mezcla que ofreciera reducciones económicas importantes en el consumo energético y tuviera el mismo desempeño que el de una mezcla asfáltica en caliente. Entre los países precursores de este tipo de mezclas se tiene a Noruega, Alemania y Francia.

El desarrollo de esta tecnología enfocada a la reducción de temperaturas de mezclado y compactación, se originó en el año 1997, como una forma de cumplir con los principios que marcaba el Protocolo de Kyoto, que entre sus artículos establece la reducción de gases de efecto invernadero. Esta alternativa también facilita el trabajo de pavimentación en los países en los que el invierno es demasiado riguroso, toda vez que la mezcla tibia se enfría más lentamente que la mezcla en caliente.

Entre los años 2002 a 2007 los EE. UU. se dedicaron a investigar y a desarrollar los conocimientos necesarios para aplicar la tecnología europea de las mezclas asfálticas tibias. No obstante que los europeos fueron los precursores de esta tecnología, los Estados Unidos ganaron rápidamente terreno en su desarrollo.

Es a partir del 2007 que la FHWA¹, analiza la posibilidad de construir carreteras a través de esta tecnología, en ese mismo año la AASHTO² y la NCHRP³ realizan los primeros proyectos de investigación sobre este tema.

El estudio de estas mezclas en laboratorio y a corto plazo en campo, demuestra que las mezclas tibias poseen un comportamiento igual o superior al de las mezclas convencionales. Aún no se han obtenido resultados concluyentes a largo plazo debido a su reciente empleo. Basadas en antecedentes europeos, distintas

¹ FHWA: Administración Federal de Carreteras de los EE. UU.

² AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

³ NCHRP: National Cooperative Highway Research Program.

agencias viales de Estados Unidos han comenzado a aplicar estas tecnologías en sus estados desde el año 2008.

En México y el Latinoamérica el uso de las mezclas asfálticas tibia es limitado todavía; sin embargo, continúa en desarrollo y estudio su uso con más frecuencia. A la fecha son pocas las experiencias que existen en la aplicación de este tipo de mezclas en México, de cualquier manera, es posible que sobre la base de trabajos que se vayan efectuado, este tipo de mezcla seguramente comenzará a emplearse más comúnmente en diferentes obras viales en el país.

2.3. ¿Qué es una mezcla asfáltica tibia?

“Mezclas Asfálticas Tibias” es el término genérico para describir una variedad de tecnologías que permiten a los fabricantes de mezclas asfálticas en caliente, reducir las temperaturas de mezclado y compactación en comparación con una mezcla asfáltica convencional. Las mezclas asfálticas tibias comúnmente se fabrican a temperaturas del orden de los 100 a los 140 °C, mientras que una mezcla asfáltica en caliente usualmente se fabrica entre los 150 a los 180 °C .

Las mezclas asfálticas tibias buscan disminuir las temperaturas de mezclado y compactación, a partir de reducir la viscosidad del asfalto y/o mejorar la trabajabilidad de la mezcla, facilitando el mezclado del agregado con el asfalto y la compactación de la mezcla final, obteniendo con esto muchas ventajas en comparación con las mezclas tradicionales en caliente. La reducción de temperatura varía de acuerdo a la tecnología empleada y puede ser del orden de los 20 a 55 °C menos que las de una mezcla en caliente.

Esta reducción en la temperatura de mezclado y compactación de las mezclas, se ve reflejada en una disminución en la cantidad de combustibles que se utilizan en la fabricación de las mismas, así como la reducción en la emisión de gases de efecto invernadero. En cuanto a las ventajas constructivas se incluyen: la posibilidad de tener mejores compactaciones, lograr mayores distancias de

transporte toda vez que se enfría menos rápido, así como la facilidad de pavimentar a menores temperaturas.

Algunos investigadores afirman que el hecho de reducir las temperaturas de fabricación, reduce la oxidación a la que está sometido el asfalto, por lo que se plantea un mejor desempeño ante las deformaciones, a lo largo de la vida del pavimento.

El interés tanto económico como medioambiental de reducir hasta donde sea posible, las temperaturas de fabricación, siempre y cuando las condiciones de puesta en obra y el comportamiento durante el servicio de las mezclas asfálticas no se vean afectadas, son las principales preocupaciones de aquellos que todavía ven con cierta incertidumbre su uso más común.

Como se mencionó en un principio, el objetivo de estas tecnologías es bajar las temperaturas de trabajo, principalmente de compactación, para ello existen diferentes técnicas que buscan reducir la viscosidad del ligante asfáltico y que pueden aplicarse tanto en mezclas continuas como discontinuas. Dichas tecnologías se pueden separar en cuatro categorías (Figura 2. 2):

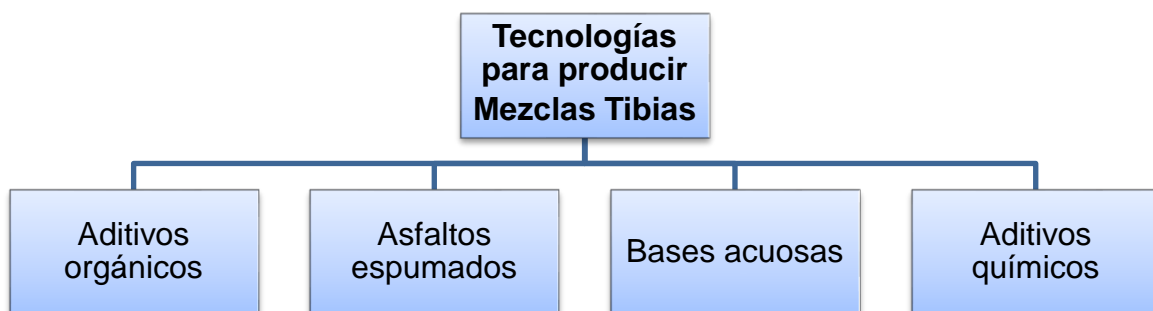


Figura 2. 2. Clasificación de las tecnologías para producir mezclas asfálticas tibias.

2.4. Beneficios de las mezclas asfálticas tibias.

La reducción de las temperaturas en las mezclas asfálticas tibias, ofrece un gran número de beneficios, los cuales se pueden agrupar en las siguientes categorías:

2.4.1. Ambientales.

- Reducción en las emisiones de CO₂ (dióxido de carbono) y de los gases de efecto invernadero, debido a la reducción en las temperaturas necesarias para mezclar y compactar la mezcla.
- Mejoras en las condiciones de trabajo de los operarios del sitio, debido a la reducción de humos, emisiones y olores, esto beneficia además a la productividad y a la calidad de los trabajos de pavimentación.
- Menores inconvenientes para ubicar una planta de asfalto cerca de una zona urbana, debido a que se reduce la emisión de gases, polvo y ruido.
- Reducción de los humos azules (componentes volátiles orgánicos) generados en la colocación de las mezclas asfálticas en caliente, con los cuales los trabajadores aspiran menos cantidades de los mismos.

2.4.2. Consumo de energía.

- Se estima que la reducción en el uso de combustibles para la producción de mezclas asfálticas es de alrededor del 30%.

2.4.3. Económicos.

- Reducción en el consumo de energía por lo tanto se reducen también los costos de producción.
- Menor desgaste de la planta de asfalto debido a la reducción en las temperaturas de producción.
- Menor consumo de combustible por parte de la maquinaria debido a que con menos esfuerzo se obtienen altos valores de densidad de la mezcla.

2.4.4. Constructivos.

- Existe la posibilidad de utilizar un mayor porcentaje de mezclas asfálticas recicladas dentro de las nuevas mezclas a producir, esto a causa de la reducción en la viscosidad del ligante.

- En climas fríos, debido a que el gradiente de temperatura es menor que con una mezcla en caliente, el descenso de la misma en la mezcla tibia es menos significativo, lo cual permite en la obra un mayor tiempo para el tendido y compactación de la carpeta.
- Facilidad para compactar empleando menos esfuerzos y menor temperatura obteniendo valores de densidades muy cercanos a la densidad de diseño, lo cual ocasiona que obtengamos mezclas asfálticas de alto desempeño.
- Mayor facilidad para que la mezcla asfáltica sea transportada a grandes distancias con respecto a donde se produce.

2.4.5. Desempeño.

- Menor envejecimiento del asfalto durante el proceso de producción, por lo que mejora la longevidad de la vida útil del pavimento en servicio.
- Menor porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica compactada, con lo cual se evita la oxidación de la mezcla colocada debido al incremento de la densidad.

Como podemos observar, las ventajas de poder reducir la viscosidad del asfalto a altas temperaturas son muy amplias, y dependen del tipo de tecnología que se aplique para producir mezcla asfáltica tibia.

2.5. Tecnologías para producir mezclas asfálticas tibias.

La mayoría de las tecnologías de mezclas tibias buscan reducir la viscosidad del asfalto para elaborar la mezcla y para compactar a la más baja temperatura posible usando diversos aditivos, pero procurando no afectar las propiedades reológicas a las temperaturas a las cuales estará trabajando el pavimento. Las tecnologías de mezclas tibias respetan todas las especificaciones del método de diseño de las mezclas asfálticas, en el caso de México las recomendaciones

establecidas en el Protocolo AMAAC⁵, únicamente varían la viscosidad del asfalto a las temperaturas entre 100 y 150°C.

Las principales tecnologías para producir mezclas Asfálticas Tibias se describen a continuación.

2.5.1. Reducción de la viscosidad utilizando aditivos orgánicos.

Esta técnica consiste en reducir la viscosidad del ligante utilizando ceras como aditivo orgánico.

Las ceras pueden ser adicionadas de dos maneras: al tambor mezclador en forma sólida (Figura 2. 3), o bien pueden premezclarse con el asfalto antes de entrar al tambor; esta última es la más apropiada para obtener una distribución más homogénea sin alargar el tiempo de mezclado.



Figura 2. 3. Ceras como aditivo orgánico (Shell Bitumen, 2008).

Entre los resultados y las limitaciones que presenta esta tecnología se tiene lo siguiente:

- Resulta fácil de utilizar, dado que no se requieren inversiones ni modificaciones a la planta de producción.
- Reducción en la temperatura de mezclado (130° - 140°C).

⁵ AMAAC: Asociación Mexicana del Asfalto A.C.

- Mejor trabajabilidad durante todo el proceso de mezclado y compactación.
- Puede mejorar la resistencia al ahuellamiento.
- Se emplean las mismas especificaciones y pruebas estándar para diseño y verificación que las mezclas en caliente.
- El mejoramiento en el comportamiento y los efectos de las ceras en el asfalto dependen de la cristalización y el punto de ablandamiento de estas (PITRA, 2011).

2.5.2. Asfaltos espumados.

Consiste en añadir pequeñas cantidades de agua y aire comprimido al ligante asfáltico caliente dentro de una cámara de expansión (Figura 2. 4), formando de manera controlada un efecto espumado, que permite aumentar el volumen del asfalto y reducir en apariencia su viscosidad.

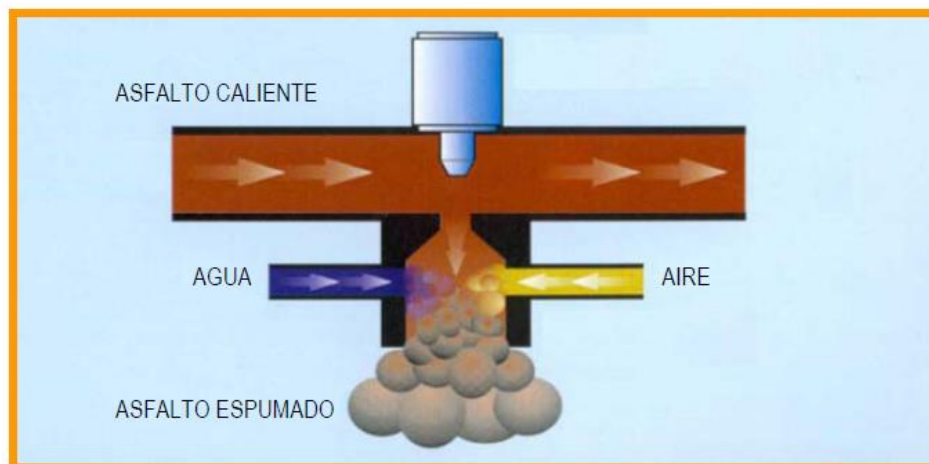


Figura 2. 4. Cámara de expansión del asfalto (Thenoux & Jamet , 2012).

Para la producción de mezclas con asfalto espumado, el agregado debe ser incorporado mientras el asfalto se encuentre en estado de espuma. Al desintegrarse la burbuja en presencia del agregado, las gotitas de asfalto se aglutinan con las partículas más finas (especialmente con aquellas fracciones menores a 0.075 mm), produciendo una mezcla con agregado fino; este proceso se denomina dispersión del asfalto. Esto resulta en una pasta de filler y asfalto que actúa como mortero entre las partículas gruesas (PITRA, 2011).

▪ **Aplicaciones**

Existen principalmente dos tipos de aplicaciones para el asfalto espumado: el reciclado en frío de pavimentos asfálticos y la estabilización de suelos. La primera consiste en recuperar un pavimento asfáltico, por ejemplo mediante un equipo fresador, el cual es mezclado con asfalto espumado, adiciones y agregados nuevos (si es necesario), para formar una base asfáltica. La segunda aplicación consiste en recuperar agregados de un camino sin pavimentar o de nuevas fuentes, los que posteriormente se mezclan con asfalto espumado. Ambas alternativas pueden ser ejecutadas mediante tecnología en sitio y en planta (PITRA, 2011).

Entre los resultados y las limitaciones que presenta esta tecnología se tiene lo siguiente:

- Necesidad de un control preciso del contenido de agua.
- Introducción de los agregados en dos etapas.
- Temperaturas de mezcla sobre 100° C.
- El material recuperado del pavimento asfáltico podría encontrarse disgregado, apartados por agregados de la base y subbase granular existente.
- La tecnología en sitio requiere de un equipo fresador-mezclador (PITRA, 2011).

2.5.3. Tecnologías con bases acuosas.

Este tipo de tecnologías permite producir mezclas tibias en dos formas, en la primera el asfalto espumado se inyecta en el tambor mezclador y en la segunda se le adiciona agregado húmedo a la mezcla caliente.

Utilizando el primer método de producción, el asfalto en su estado espumado incrementa de 8 a 12 veces su volumen, lo que proporciona un recubrimiento adecuado de los agregados durante el mezclado. Este proceso implica algunas

modificaciones de la planta con sistemas de doble tambor, donde uno de los tambores es giratorio y el otro se mantiene estático, y el asfalto espumado es preparado en una cámara de expansión e inyectado a la mezcla mediante líneas de inyección hacia el interior del tambor. Además con este tipo de tecnologías es posible dosificar material reciclado en la mezcla dado que las temperaturas de mezclado son menores.

En el caso en que se adicionen agregados húmedos, el proceso de producción consiste en calentar el agregado grueso a 150° C y mezclarlo con el asfalto a las temperaturas normales de mezclado en una mezcla asfáltica en caliente, sin embargo, justo antes de que el asfalto entre en el tambor mezclador se adiciona un 0.5 % de aditivo por peso total de ligante. Este aditivo funciona como un regulador de la expansión del efecto espumante en el asfalto y a su vez sirve como agente mejorador de adherencia (anti-stripping). Una vez el agregado grueso es recubierto por el asfalto, se mezcla con el agregado fino húmedo (idealmente a 3% de humedad). El vapor de agua producido causa un efecto de espuma en el asfalto que cubre el agregado grueso y luego este asfalto espumado aglutina el agregado fino (o reciclado), lo cual baja su viscosidad y por tanto las temperaturas de compactación (Figura 2. 5).

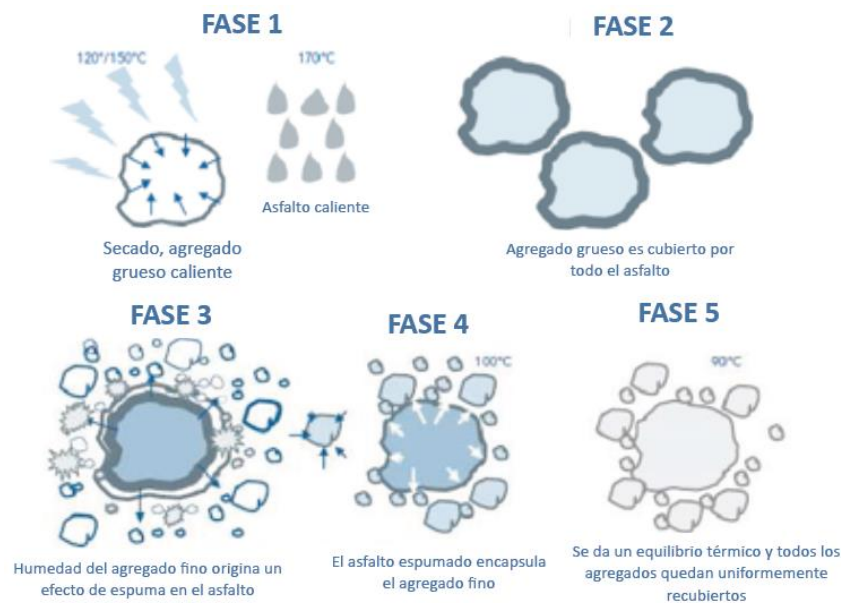


Figura 2. 5. Tecnologías a base de agua (PITRA, 2011).

Entre los resultados y las limitaciones de esta tecnología se tiene lo siguiente:

- Se necesita una planta de doble tambor y modificarla para añadir un dispositivo para la producción de asfalto espumado.
- La reducción en la temperatura de compactación puede bajar alrededor de los 100 °C.
- El desempeño de estas mezclas asfálticas tibias es comparable con el de una mezcla asfáltica en caliente.
- El agregado fino a temperatura ambiente y húmedo utilizado puede ser material de pavimento reciclado (PITRA, 2011).

2.5.4. Uso de aditivos químicos.

El último tipo de tecnología a considerar, son los aditivos químicos. Estos productos no dependen de ningún proceso de espumación o de reducción de la viscosidad para reducir las temperaturas de mezclado y compactación. En lugar de eso, estos productos generalmente incluyen una combinación de agentes emulsificantes, polímeros y aditivos para mejorar la envuelta, la trabajabilidad de la mezcla, y la compactación, así como promotores de adhesión (agentes cohesivos). La cantidad añadida y la reducción de temperatura conseguida por estas tecnologías dependen del producto específico utilizado. La cantidad añadida y la reducción de temperatura conseguida por estas tecnologías dependen del producto específico utilizado. Los aditivos generalmente se mezclan con el asfalto antes de que éste sea introducido en el tambor mezclador.

El uso de esta tecnología se ha extendido sobretodo en Estados Unidos, pero también en países como Francia y Noruega. Estos productos son los más nuevos en el campo de las mezclas tibias, de ahí que las investigaciones y los resultados que se han publicado sean bastante escasos que en los otros tipos; sin embargo, los resultados prometedores que hasta ahora se han obtenido permiten pensar en ellos como una fuerte alternativa

CAPÍTULO 3

Fatiga en Mezclas Asfálticas

3.1. Introducción.

El presente capítulo, describe el estado del arte de esta Tesis, en él se desarrolla el estudio sobre el agrietamiento por fatiga daño que comúnmente presentan los pavimentos flexibles en México.

El agrietamiento por fatiga de las capas de mezcla asfáltica es uno de los mecanismos de deterioro más frecuentes en los pavimentos flexibles. En términos de ingeniería, el fenómeno de fatiga está asociado al deterioro que se produce en un material a consecuencia de la aplicación de cargas repetidas con una magnitud muy inferior a la resistencia máxima que puede soportar el material. En el caso de los pavimentos asfálticos, la repetición de las cargas producidas por el tráfico, junto con las tensiones térmicas debido a las variaciones de temperatura, van dando lugar a la progresiva fisuración y rotura de las capas de mezcla asfáltica de la estructura de pavimento.

Entender el comportamiento que tiene un pavimento flexible, para resistir la fisuración por fatiga, es un parámetro importante en el diseño estructural de pavimentos. Ante este fenómeno, se han realizado numerosos estudios con la finalidad de entender los efectos de fatiga que nos permitan prolongar la vida de servicio de un pavimento sujeto a la aplicación de cargas repetidas. Sin embargo, llegar a entender de una mejor manera el comportamiento a fatiga de los pavimentos flexibles, sigue siendo un reto importante para la mayor parte de los investigadores, particularmente ante la presencia de nuevas tecnologías, con propiedades cada vez más complejas, utilizadas dentro de este campo.

3.2. Generalidades.

El pavimento flexible también conocido como pavimento asfáltico es una estructura formada por un conjunto de capas como son: la sub-base, la base y la carpeta asfáltica; cada una con una función específica, las cuales en conjunto tienen los siguientes propósitos:

- Resistir y distribuir adecuadamente las cargas producidas por el tránsito. El pavimento flexible debe estar constituido de tal manera de las cargas producidas por el tránsito, no provoquen deformaciones de ningún tipo en su estructura.
- Tener la impermeabilidad necesaria. El pavimento debe ser lo suficientemente impermeable para impedir la infiltración del agua que pueda afectar la capacidad de soporte del suelo. Por lo anterior, es de mucha importancia la existencia de un drenaje adecuado.
- Resistir la acción destructiva de los vehículos. El pavimento debe ser resistente respecto al desgaste y desprendimiento de partículas que se obtiene como consecuencia del paso continuo de los vehículos.
- Resistir los agentes atmosféricos. Como un efecto continuo de su presencia, los agentes atmosféricos provocan la meteorización y alteración de los materiales que componen el pavimento, reflejándose este problema, en la vida económica y útil del mismo. Por lo tanto, deben procurarse materiales de mejor calidad y resistentes a los agentes físicos y químicos.
- Poseer una superficie de rodamiento adecuada, que permita fluidez y comodidad hacia el tránsito de vehículos. La superficie del pavimento, debe proporcionar un aspecto agradable, seguro y confortable, de manera que el deslizamiento de los vehículos sea óptimo. Esta superficie, deber ser lisa, también debe ser antideslizante en caso de estar húmeda.
- Ser flexible para adaptarse a ciertas fallas de la base o sub-base. La flexibilidad del pavimento es muy importante en caso de presentarse asentamiento en alguna de sus capas; pudiendo así adaptarse a las pequeñas fallas sin necesidad de reparaciones costosas.

A lo largo de su vida útil, el pavimento está sometido a diversas sollicitaciones generadas por el tránsito de vehículos y por las variaciones térmicas. Los ciclos de cargas y descarga provocan finalmente la fatiga de la carpeta

asfáltica. La consecuencia inmediata es la aparición de grietas intermitentes sobre el pavimento que nos alertan sobre el mal funcionamiento. Para comprender este fenómeno, es necesario entender el comportamiento de cada una de las partes que integran una mezcla asfáltica, conceptos que se describen a continuación.

3.3. Comportamiento de la mezcla asfáltica.

La mezcla asfáltica es un material compuesto de un ligante asfáltico y un agregado mineral. El ligante asfáltico, que puede ser un cemento asfáltico convencional o un cemento asfáltico modificado, actúa como un agente ligante que aglutina las partículas en una masa cohesiva. Al ser impermeable al agua, el ligante asfáltico también impermeabiliza la mezcla.

El agregado mineral, ligado por el material asfáltico, actúa como un esqueleto pétreo que aporta resistencia y rigidez al sistema.

Al incluir la mezcla, tanto ligante asfáltico como agregado mineral, su comportamiento es afectado por las propiedades individuales de cada componente y por la interrelación de aquellos dentro del sistema.

3.3.1. Comportamiento del cemento asfáltico.

El comportamiento del cemento asfáltico está basado en su naturaleza visco-elástica, por lo que la conducta de este, está en función tanto del tiempo de aplicación de la carga como de la temperatura. Así mismo, tal conducta también depende del envejecimiento del asfalto. Como se muestra a continuación (Figura 3. 1), las altas temperaturas en un corto periodo de tiempo, son directamente proporcionales a lo que le ocurre a una temperatura más baja en un largo periodo de tiempo.

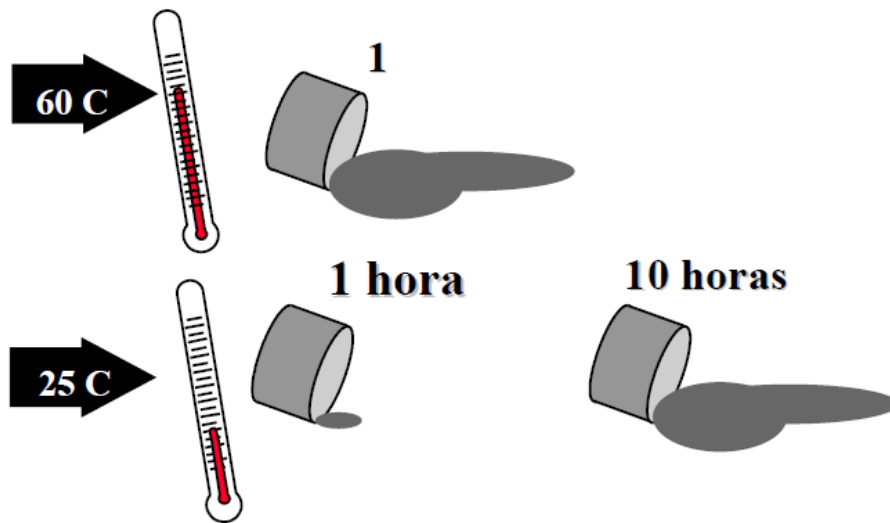


Figura 3. 1. Conducta visco-elástica (Instituto del asfalto, 1994).

a. Comportamiento a altas temperaturas.

El cemento asfáltico expuesto a temperaturas extremadamente calurosas, como los desiertos o a condiciones de velocidad y carga sostenidas, como un tráiler a velocidad lenta, puede comportarse como un líquido viscoso, por esta razón que se le considera un fluido Newtoniano, puesto que hay una conducta lineal entre la fuerza de resistencia y la velocidad relativa.

A los líquidos viscosos como el cemento asfáltico también se les conoce como “Plásticos”, ya que una vez que comienzan a fluir pierden su forma y jamás la recuperan, es por esta razón que cuando se aplica este tipo de mezclas en caliente sobre todo en un día caluroso, ésta tiende a fluir bajo el tránsito vehicular y el peso del mismo, en pocas palabras su conducta es la de un plástico, lo que puede ocasionar deformaciones visibles como el caso de las roderas. Al mismo tiempo que pierde adherencia entre el agregado y el asfalto, lo que puede originar el desprendimiento de la carpeta asfáltica.

b. Comportamiento a bajas temperaturas.

A bajas temperaturas como las que se originan en época de invierno en lugares muy fríos, o cuando se somete al pavimento a cargas muy pesadas de

forma rápida como es el caso del paso de un tráiler cargado, el cemento asfáltico se comporta como un sólido elástico. Los sólidos elásticos tienen la capacidad de recuperar su forma original un vez que la carga se ha desplazado, pero si se excede su capacidad de carga y debido a que a esta temperatura el asfalto se vuelve frágil simplemente se fracturará.

Para comprender esto mejor, se debe decir que las tensiones internas que sufre el asfalto debido a cambios de temperatura, se acumula en el pavimento en el momento que este intenta contraerse, al mismo tiempo que es detenido por la subcapa de la estructura del camino, por lo que se forman hendiduras transversales en la superficie; es por esta razón que la mezcla se considera frágil.

c. Comportamiento a temperatura ambiente.

Cuando el cemento asfáltico se encuentra a temperatura ambiente, la capa asfáltica tiende a comportarse de las dos formas descritas anteriormente, líquida plástica y sólida elástica, lo cual permite que el asfalto tenga una buena adherencia con el agregado. Por otro lado esto explica el buen funcionamiento de éste, porque utiliza las ventajas de ambos estados, por un lado al calentarse se fluidifica cubriendo el agregado, formando así una mezcla sólida, la cual en su estado final se comporta de manera visco-elástica.

d. Envejecimiento del asfalto.

Debido a que los componentes del asfalto son principalmente moléculas orgánicas, este reacciona con el oxígeno del medio ambiente. A esta reacción química se le llama “oxidación”, y es la responsable de que el cemento asfáltico se vuelva más frágil. A pesar de que esta reacción generalmente se da en forma lenta, ésta puede acelerarse cuando el asfalto está expuesto a altas temperaturas. Por otro lado las carpetas asfálticas con un número considerable de años, por no llamarlas antiguas o también aquellas que no se compactan adecuadamente, son los más susceptibles para presentar

oxidación, la primera por el deterioro progresivo y la segunda al estar mal compactada contiene un mayor porcentaje de vacíos interconectados, lo cual genera una mayor penetración del aire en la mezcla generando una mayor oxidación del asfalto.

Estas reacciones en el cemento asfáltico ante las distintas temperaturas descritas anteriormente, son conductas generales para cualquier asfalto, sin embargo, estas pueden variar según la capacidad de las propiedades físico-mecánicas y químicas del mismo para mejorar su comportamiento.

3.3.2. Comportamiento del agregado mineral.

En una mezcla asfáltica el agregado representa un porcentaje importante en peso y volumen de toda la mezcla en conjunto y es el responsable de soportar las cargas que se inducen al pavimento. El desempeño de una mezcla asfáltica está ampliamente influenciado por el agregado.

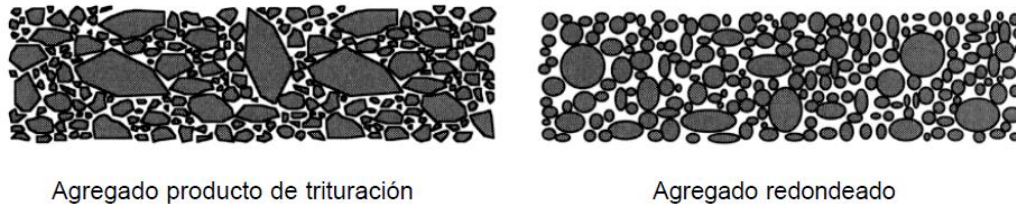
El término “agregado” se define como cualquier material granular de origen mineral que puede estar compuesto por arena, grava, piedra triturada o escoria de alto horno .

Los agregados pueden ser de origen natural o sintético. El agregado natural es aquel que está formado por fragmentos extraídos y procesados producto de la roca de origen. En tanto que el agregado sintético es aquel material no extraído de depósitos ni explotado en canteras y que ha sido físicamente o químicamente cambiado o modificado o en su caso son productos de origen industrial que ha tenido un proceso.

Sin importar su origen o el método de fabricación o su mineralogía, la finalidad del agregado es proveer un fuerte esqueleto de material pétreo para resistir la aplicación repetida de las cargas.

Un agregado de buenas características, es aquel cuya textura es principalmente rugosa y su forma volumétrica es cubica, toda vez que

proporcionan mayor resistencia interna que los agregados redondeados y de textura lisa. Los agregados de forma cubica tienden a tener un grado de acomodo mejor entre partículas, es decir existen menos huecos entre ellos que los que se tienen con uno redondeado (Figura 3. 2).

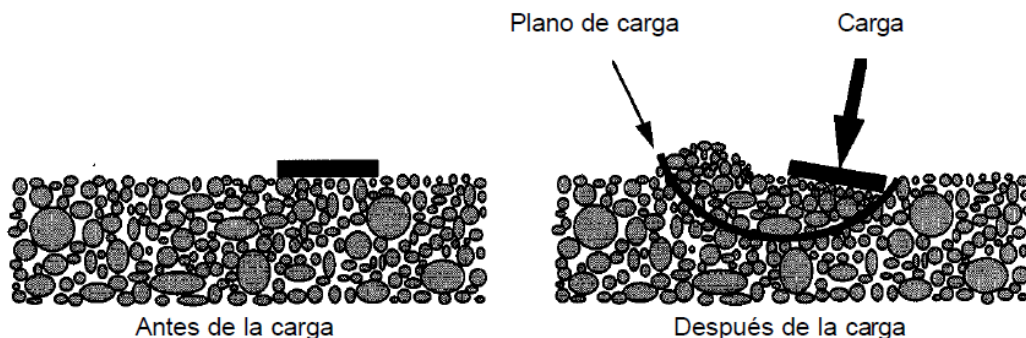


Agregado producto de trituración

Agregado redondeado

Figura 3. 2. Esqueleto pétreo del agregado (Instituto del asfalto, 1994).

Las partículas redondeadas, en lugar de trabarse, tienden a deslizarse unas respecto de las otras. Cuando una masa de agregados es cargada puede generarse dentro de ella, un plano por el que las partículas sean deslizadas o cizalladas unas respecto a las otras, lo que resulta en una deformación permanente de la masa (Figura 3. 3).



Antes de la carga

Después de la carga

Figura 3. 3. Comportamiento del agregado sujeto a cargas por cortante (Instituto del asfalto, 1994).

El comportamiento ante el corte de los agregados se define a partir de la teoría de Mohr-Coulomb. Esta teoría nos dice que la resistencia al corte de una mezcla de agregados depende de cuán unidas estén las partículas del agregado (se refiere a la cohesión), la tensión normal a que estén sometidos los agregados y la fricción interna de los mismos. La ecuación de Mohr-Coulomb que se usa para expresar la resistencia al corte de un material es:

$$\tau = c + \sigma * \tan \phi \quad (3.1)$$

Donde:

τ = es la resistencia al corte de la mezcla de agregados.

c = es la cohesión del agregado.

σ = es la tensión normal a la cual está sujeto el agregado.

ϕ = es el ángulo de fricción interna.

Por último la dilatancia es otro factor que hay que tomar en cuenta, pues como su nombre, este fenómeno resulta en una expansión o incremento de volumen de la masa de los agregados.

En general, algunos materiales resistentes, con una mayor densidad y un alto ángulo de fricción interna, tienden a dilatarse más que los materiales más débiles (Figura 3. 4).

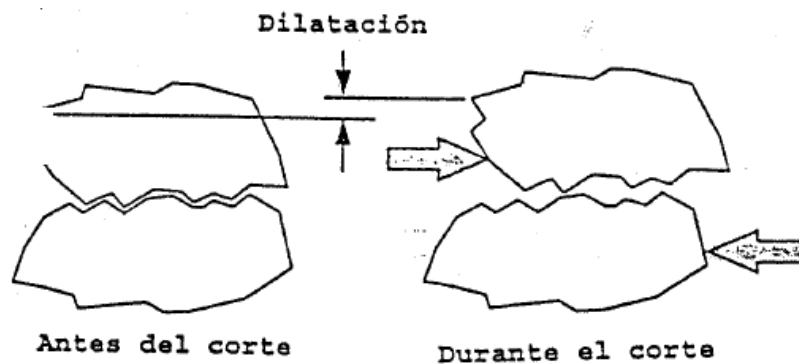


Figura 3. 4. Dilatación de dos partículas de agregado cuando están sometidas a esfuerzos de corte (Instituto del asfalto, 1994).

Con la finalidad de asegurar una mezcla de materiales resistentes, se especifican las propiedades del agregado que mejoren la fricción interna. Un ejemplo de ello es el porcentaje de caras fracturadas del agregado grueso requerido para la mezcla de los agregados.

3.4. Principales tipos de falla en las mezclas asfálticas.

El proceso de diseño estructural de los pavimentos por métodos empíricos – mecanicistas, al igual que para otras estructuras de la ingeniería civil, se basa en la determinación en distintos puntos del pavimento de los esfuerzos críticos que, introducidos en diferentes leyes de falla, permitan establecer si para el periodo de proyecto, los deterioros del pavimento se mantendrán dentro de ciertos límites de aceptabilidad que no afecten el nivel de servicio ofrecido al usuario. Si esta condición no se verifica, deberá modificarse adecuadamente los espesores o materiales empleados en una o más capas componentes. Desde este punto de vista, existen dos principales criterios de falla para los pavimentos de tipo flexible:

- La acumulación de deformaciones permanente, y
- El agrietamiento por fatiga de las capas de mezcla asfáltica.

Este último modo de falla es el que analizaremos dentro de la presente tesis.

3.5. Agrietamiento por fatiga.

El agrietamiento por fatiga de las mezclas asfálticas, es uno de los principales mecanismos de deterioro que sufren los pavimentos durante su vida de servicio y este es ocasionado básicamente por la acción combinada de las cargas repetidas del tránsito, los esfuerzos y deformaciones térmicas.

La fatiga en mezclas asfálticas ocasiona una pérdida de su resistencia y se manifiesta por la disminución de la rigidez (disminución del módulo en el material) y por las fisuras generalizadas causadas por el incremento en las deformaciones superficiales. Por lo anterior, para el diseño estructural de un pavimento es necesario conocer el comportamiento y la resistencia a fatiga que tendrán todas las capas de mezcla asfáltica que se encuentren en un pavimento.

El comportamiento de la mezcla asfáltica en una carretera, queda muy bien definido por Erlingsson (Erlingsson, 2000). Los componentes de la deformación en un punto dado de la carretera aumentan cuando la rueda se aproxima, llega a su punto máximo cuando a rueda la tiene encima y decrece a medida que la rueda pasa adelante. La componente horizontal de compresión en la parte superior de la superficie de rodamiento se convierte en tensión en la parte inferior. Así, el tráfico actual consiste en cargas cortas y rápidas seguidas de periodos de reposo (Figura 3. 5).

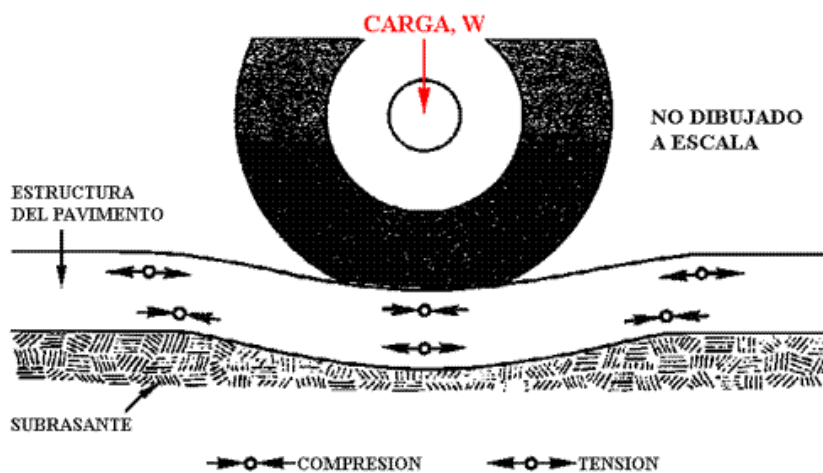


Figura 3. 5. Deformación del pavimento producido por esfuerzos de tensión y compresión (Asphalt Institute, 2007).

Aunque generalmente una carga simple no genera grietas en el pavimento, las repeticiones de carga pueden inducir agrietamientos en las capas confinadas. Los esfuerzos cortantes y de tensión, así como las deformaciones en las capas confinadas, causan la formación de microgrietas. Estas microgrietas acumuladas con la repetición de cargas pueden generar macrogrietas visibles. A este proceso se le conoce como fatiga.

El agrietamiento por fatiga es un tipo de deterioro que muy comúnmente se produce en la huella donde las cargas pesadas son aplicadas. Dicha afectación, se manifiesta en primer lugar en forma de grietas superficiales, tanto con la aparición de fisuras longitudinales como transversales. Regularmente son las fisuras longitudinales las que aparecen en primer lugar,

y posteriormente, aparecen las fisuras transversales, de manera que dichas fisuras se van generalizando dando lugar a lo que se conoce como “piel de cocodrilo” (Figura 3. 6). Como consecuencia de esta afección, el agua encuentra una vía de entrada en el pavimento y provoca el deterioro generalizado del pavimento.



Figura 3. 6. Agrietamiento por fatiga (Garnica Anguas, Gómez López, & Sesma Martínez, 2002).

Si bien el agrietamiento por fatiga es fácil de entender, sus causas no siempre lo son. El agrietamiento por fatiga es causado por numerosos factores que ocurren de manera simultánea. Algunos de estos factores son: las cargas repetidas de los vehículos pesados, deflexiones ligeras bajo las ruedas de los vehículos pesados, deflexiones altas aunadas a la tensión horizontal en la superficie de la capa de asfalto y mal drenaje, generado por una construcción pobre y un mal diseño del pavimento.

En general, los factores que contribuyen a la formación de grietas y a su propagación son principalmente de naturaleza mecánica (debido a las cargas del tráfico) o a ciclos ambientales (como las condiciones ambientales y el envejecimiento del asfalto).

Regularmente, el agrietamiento por fatiga es un signo de que el pavimento ha sobrepasado el número de aplicaciones de carga para el que fue diseñado y en este caso el pavimento solo requiere una rehabilitación planificada. En el diseño de pavimentos, los mejores consejos para prevenir el agrietamiento por fatiga son: un diseño adecuado de la cantidad de cargas pesadas, mantener la

subrasante seca, utilizar pavimentos más gruesos, utilizar materiales de pavimentación no susceptibles a la húmeda y utilizar mezclas asfálticas flexibles que soporten deflexiones normales (Garnica Anguas, Gómez López, & Sesma Martínez, 2002).

Para tener un buen desempeño de la mezcla, es necesario que esta soporte las cargas de tensión a las que va a estar sometida, por lo tanto, se debe diseñar para que se comporte como un material elástico. En este caso, se debe seleccionar un cemento asfáltico de tipo blando que resista correctamente estos esfuerzos y no sea tan duro, que llegue a provocar la fractura repentina del pavimento.

El agrietamiento también puede ocurrir como resultado de una combinación de los siguientes mecanismos.

- Agrietamiento inducido por el tránsito.
- Agrietamiento por temperatura.
- Agrietamiento por reflexión.

a. Agrietamiento inducido por el tránsito.

Son las cargas del tránsito las que inducen la mayor parte de los esfuerzos y deformaciones a las que se ve sometida la estructura del pavimento. La zona en donde se concentren los esfuerzos y deformaciones va a depender de la estructura del pavimento y las propiedades de cada capa. La repetición constante de esos esfuerzos y deformaciones, con el paso repetido de los vehículos, provoca que se originen agrietamientos por fatiga en esas zonas.

b. Agrietamiento inducido por la temperatura.

El agrietamiento por temperatura se forma por contracciones en la carpeta asfáltica, lo cual normalmente ocurre en lugares con clima frío. Cuando la carpeta se contrae, se originan deformaciones de tensión en su interior. En algún lugar a lo largo del pavimento, los esfuerzos exceden la resistencia a la

tensión, y la carpeta asfáltica se agrieta. De esta manera, las grietas por baja temperatura ocurren principalmente por efecto acumulativo de varios ciclos climáticos fríos.

En este tipo de deterioro, el cemento asfáltico juega un rol significativo, por ejemplo, los duros son más propensos al agrietamiento por baja temperatura que los blandos. También los cementos asfálticos excesivamente oxidados, ya sea por ser muy propensos a la oxidación o por encontrarse en una mezcla asfáltica con muy alto porcentaje de vacíos, o por ambas causas, son más susceptibles al agrietamiento por baja temperatura.

c. Agrietamiento por reflexión.

El agrietamiento por reflexión es el desarrollo de grietas que provienen de las capas inferiores del pavimento. Las causas de este agrietamiento pueden ser deformaciones horizontales ocasionadas por cambios de temperatura en las capas inferiores del pavimento, así como la presencia de grietas o juntas en las capas subyacentes, lo que origina que posteriormente se reflejen esas grietas en la superficie de rodamiento.

3.6. Factores que afectan la fatiga en la mezcla asfáltica.

Los factores más importantes que influyen en el comportamiento por fatiga del concreto asfáltico se pueden dividir en dos grupos:

- Los que influyen directamente en el diseño de la mezcla, y
- Los factores externos que afectan el desempeño en servicio de la estructura y su capacidad de respuesta.

3.6.1. Factores internos.

Entre los factores internos o que influyen directamente en el diseño de la mezcla, se encuentran los relacionados con el asfalto (tipo de asfalto, dureza, durabilidad, etc.) y los relacionados con la características del agregado

(granulometría, angulosidad, absorción, etc.). Por último, se encuentran las características de la mezcla, es decir, el contenido de vacíos, el contenido y tipo de filler, etc.

a) Contenido de vacíos

El contenido de vacíos tiene un efecto significativo en el desempeño de la mezcla asfáltica. De acuerdo a estudios realizados, el contenido de vacíos es un factor importante el cual afecta la vida a la fatiga de una mezcla asfáltica y este debe ser menor como sea posible (pero no menos que un límite de 3 %) para obtener una mayor vida a la fatiga (Rao Tangella, Craus, Deacon, & Monismith, 1990).

Es importante mencionar que el contenido de vacíos está en función del grado de compactación que se le proporcione a la mezcla, es por eso que se requiere de una adecuada compactación para mejorar la resistencia a la fatiga, es decir que la mezcla que se construya en campo debe ser compactada lo más cercano posible al porcentaje de vacíos de diseño.

Ante esta situación, es importante incluir parámetros sobre los porcentajes mínimos y máximos aceptables referentes al contenido de vacíos de la mezcla para poder garantizar un funcionamiento adecuado del pavimento durante el periodo de servicio.

b) Contenido de asfalto

El contenido de asfalto es otro factor manejable dentro del diseño de la mezcla que influye de manera importante en la vida a fatiga del asfalto. Estudios previos señalan que una mezcla fabricada con el contenido de asfalto óptimo alcanza una vida a la fatiga mayor. Así mismo, se encontró que un incremento en el contenido de asfalto de 4.25 a 4.5 % incrementa la vida por fatiga en un 35% y que un incremento de 4.5 a 4.75 % incrementa la vida por fatiga en un 95% (Garnica Anguas, Gómez López, & Sesma Martínez, 2002).

De dichos estudios se ha llegado a concluir que aumentando ligeramente el contenido de asfalto se (Salvador Franco, 2012) aumenta considerablemente la resistencia a la fatiga. Sin embargo, un aumento significativo puede provocar una disminución del módulo dinámico y de los periodos de vida de la mezcla.

c) El tipo de asfalto

En varias investigaciones se muestra que los efectos que tiene el tipo de asfalto en el desempeño a fatiga de la mezcla son importantes, principalmente cuando se diseña con asfaltos duros, es decir con módulos más elevados para una misma temperatura y un mismo tiempo de carga, lo que significa un aumento importante en la rigidez de la mezcla.

Este parámetro tiene además un efecto característico sobre la ley de comportamiento a fatiga. Un asfalto blando, aunque acentúa el comportamiento viscoelástico de la mezcla asfáltica, cambia la pendiente de las leyes de fatiga; la mezcla pierde su resistencia ante pequeñas deformaciones adquiriendo su alargamiento límite a la rotura. En cambio, un asfalto duro presenta el aspecto contrario; la mezcla, menos susceptible a las condiciones de temperatura y de tiempo, tendrá un alargamiento límite inferior y una mayor resistencia a las pequeñas deformaciones.

d) Granulometría y tipo de agregados

La granulometría de la mezcla asfáltica, influye ampliamente en la respuesta a la fatiga. De acuerdo a Wolfgang (Salvador Franco, 2012) la influencia que tiene el agregado fino es muy importante ya que un incremento en la cantidad de finos provoca un aumento en el número de ciclos antes de la rotura.

En cuanto al tipo de agregado, este influye principalmente en el tipo de ruptura y en su forma después de dicha ruptura y en el grado de absorción, pero también influye en el contenido de asfalto, lo cual se refleja en el módulo de rigidez y por lo tanto, en el comportamiento a fatiga.

e) Agentes modificadores

Estudios en laboratorio han demostrado que la resistencia a la fatiga de mezclas asfálticas modificadas con polímeros es mejor que en las mezclas convencionales. Es un hecho que cuando a un material asfáltico se le modifica con algún aditivo como por ejemplo el hule o caucho, se mejoran significativamente varias de sus propiedades físicas y mecánicas, como son: aumenta su resistencia a las deformaciones permanentes, se mejora su resistencia a la fatiga, mejora su desempeño, no se reblandece a altas temperaturas, no se fractura a bajas temperaturas, etc., esto debido a que se incrementa la resistencia a la tensión y las propiedades plásticas de las mezclas. Sin embargo, no todos los modificadores mejoran el comportamiento a fatiga de la mezcla asfáltica, es el caso de la adición de alquitrán a asfaltos convencionales, el cual empeora su desempeño (Salvador Franco, 2012).

3.6.2. Factores externos.

Los factores externos a los que están sometidos los pavimentos, como son: la temperatura, la humedad, las condiciones climáticas, etc., están fuertemente ligados con el comportamiento a fatiga. Estos factores son difíciles de cuantificar, ya que no son constantes ni homogéneos en un mismo sitio.

a) Temperatura

El factor temperatura es sin duda uno de los agentes más variantes que afectan la respuesta a la fatiga de la mezcla asfáltica y tiene una importancia clave en la resistencia a fatiga de las mezclas asfálticas.

El efecto que tiene la temperatura en el desempeño de la mezcla asfáltica se explica mejor en la figura mostrada abajo (Figura 3. 7), en la cual se observa que a medida que la temperatura aumenta la recta de la ley de fatiga es más elevada. Por lo que, a un mismo nivel de deformación, el número de ciclos de carga que hacen falta para llegar a la falla son más altos a medida que la

temperatura del ensayo aumenta. Entonces, cuanto más alta es la temperatura, más grande será la deformación permitida para el mismo número de ciclos aplicados (Salvador Franco, 2012).

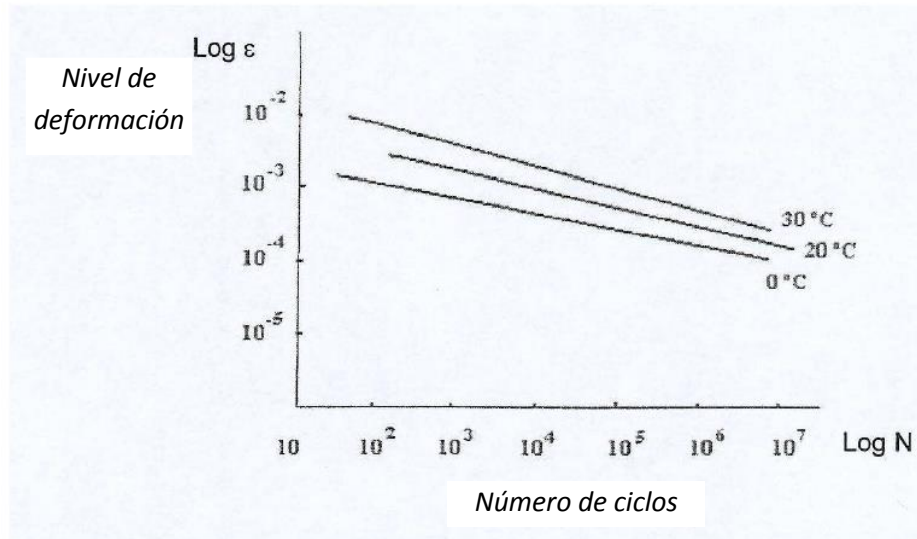


Figura 3. 7. Influencia de la temperatura en la vida a fatiga (Salvador Franco, 2012).

b) Humedad

La humedad es otro elemento clave en el deterioro del concreto asfáltico, sobre todo cuando afecta de manera local al pavimento ocasionando los siguientes tres tipos de daños:

- Pérdida de la cohesión.
- Agrietamiento por adhesión entre asfalto y agregado.
- Degradación por fractura de partículas de agregado por efecto de las heladas.

3.7. Determinación de la falla por fatiga en el concreto asfáltico.

3.7.1. Inicios de la determinación de la falla por fatiga.

En un principio, el análisis para la determinación de la falla por fatiga en el concreto asfáltico, se basó en las teorías descritas por el Ingeniero Alemán August Whöler, quien durante la segunda mitad del siglo XIX fue el primer

investigador en estudiar el fenómeno de fatiga en los materiales, en su caso el del acero. A partir de los estudios que realizó, se desarrollaron lo que se conoce como *Curvas S-N* o *Curvas de Whöler*. En estas curvas se representa el esfuerzo aplicado al material frente al número de ciclos hasta la falla, en escala logarítmica, la cual se representa con la siguiente ecuación:

$$\sigma = a * N^{-b} \quad (3.2)$$

Donde:

σ : Esfuerzo al que se somete él espécimen.

N : Número de ciclos a la falla.

a y b : Parámetros de regresión que se ajustan mediante datos experimentales.

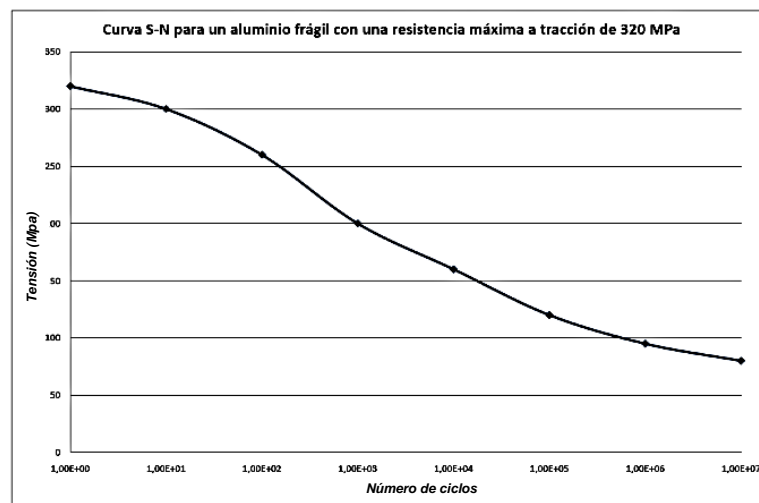


Figura 3. 8. Curva de Whöler (Salvador Franco, 2012).

Curvas como la de la figura anterior (Figura 3. 8), se emplean para determinar la vida útil de un material en términos de aplicaciones de carga que puede soportar, para un esfuerzo o deformación definidos.

3.7.2. Determinación de la falla por fatiga en los últimos años.

Como se mencionó en el apartado 3.5, la falla por fatiga de un pavimento flexible se presenta cuando al ser sometido a repeticiones de carga por acción del tránsito, este sufre un agrietamiento que en la mayor parte de los casos se

genera en el límite inferior de la carpeta asfáltica y se propaga hacia la superficie de rodamiento. De esta forma la falla por fatiga de un pavimento está asociada con la deformación y los esfuerzos que se generan de acuerdo al número de repeticiones admisibles que puede soportar mezcla asfáltica. Este fenómeno de deterioro que se produce durante la vida de servicio del pavimento, se modela en laboratorio a partir de los denominados *ensayos de fatiga*.

Al realizar estos ensayos, se considera que el pavimento está formado por un conjunto de capas horizontales, apoyadas sobre las terracerías y que cada capa se encuentra colocada una sobre otra y que los materiales que componen dichas capas son homogéneos e isótropos, además de que las capas tienen una extensión horizontal infinita. Esta metodología conocida como *modelo estructural multicapa*, considera que la estructura del pavimento tiene un comportamiento elástico-lineal y los materiales se encuentran caracterizados por los siguientes parámetros:

- Módulos elásticos (E).
- Relación de Poisson (μ).
- Espesor de la capa (h).

En los últimos años, la determinación de la falla por fatiga se ha basado en estos métodos analíticos, los cuales como se dijo anteriormente consideran que los materiales que conforman la estructura del pavimento durante su vida útil están trabajando dentro del rango elástico, entonces la fatiga de estos es causada por repeticiones de carga (N) impuestas por el tránsito. Por lo tanto, el comportamiento a la fatiga para las capas que conforman el pavimento se presenta normalmente como una relación entre las repeticiones de carga y la deformación. Por lo que el pavimento flexible puede fallar de dos maneras:

- Que la deformación horizontal por flexión ε_t en la fibra inferior de la capa asfáltica, al flexionarse bajo la acción de las cargas, supere el límite

admisible y en este caso se produzca el agrietamiento de dicha capa, lo que se conoce como *Falla por fisuración por Fatiga*.

- Que la deformación vertical ε_z por compresión de la subrasante supere el límite admitido por ella, caso en el cual se presente una deformación permanente y por consiguiente el ahuellamiento. Además se debe verificar que σ_z se mantenga dentro de los límites admisibles. A este tipo de falla se le conoce como *Falla por Deformaciones Permanentes*.

De este modo, para evaluar la deformación por la aplicación de cargas repetidas o para estimar la resistencia a la fisuración por fatiga de las mezclas asfálticas, se empezó a recurrir hasta el día de hoy a las leyes de fatiga de los materiales (Figura 3. 9).

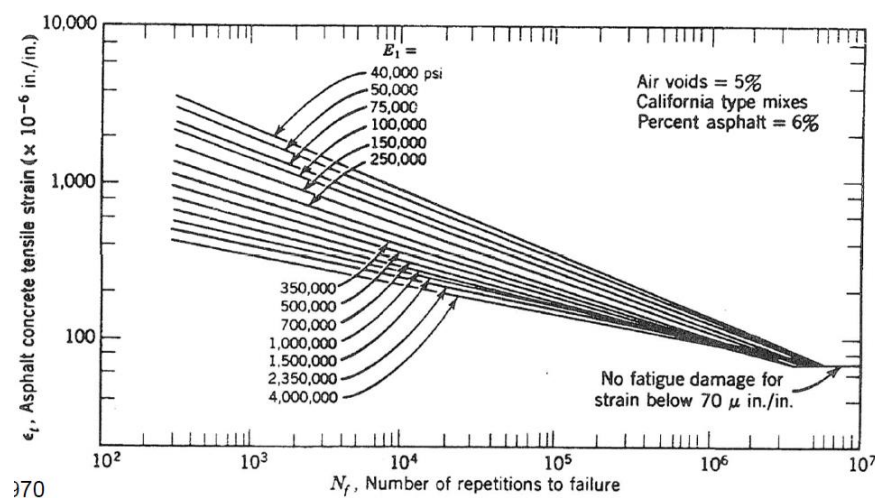


Figura 3. 9. Leyes de fatiga (García, 2012).

Las leyes de fatiga son expresiones matemáticas obtenidas en laboratorio y calibradas con estudios de comportamiento a escala real con las que se determina el número de N aplicaciones de carga-tipo que puede soportar el material estudiado antes de llegar a la rotura. Estas leyes de fatiga tienen la siguiente forma:

$$\log N = a - b * \log \varepsilon \quad (3.3)$$

Donde:

N : Número de aplicaciones de carga hasta producir la falla por fatiga del material considerado.

ε : Deformación a la que es sometida el material en cada aplicación de carga.

a, b : Parámetros que dependen de las características del material ensayado.

3.7.3. Modelos constitutivos para la determinación de la falla por fatiga en el concreto asfáltico.

Como se señaló en el inciso anterior, el desempeño por fatiga de un pavimento flexible, se determina utilizando como correlación los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio. Para esto, diversos modelos de tipo experimental, se utilizan para analizar el comportamiento en laboratorio, los cuales pueden dividirse en tres tipos: el modelo fenomenológico (o modelo del esfuerzo o deformación), el modelo de energía disipada y el modelo de la mecánica de fractura.

a) Modelo Fenomenológico.

En este modelo, los investigadores definen las características a fatiga de la mezcla asfáltica, a partir de la relación que existe entre el esfuerzo o deformación inicial y el número de repeticiones a la falla. Este modelo se basa en la *Ley de Miner* de acumulación de daños. Para determinar la vida a fatiga de mezclas de concreto asfáltico se utilizan diferentes ensayos como son: mediante el uso de pruebas de flexión repetida, tensión directa o diametral desarrolladas a distintos niveles de esfuerzos o deformaciones. El comportamiento por fatiga de una mezcla específica puede ser caracterizado por la pendiente y nivel relativo de los esfuerzos o deformaciones contra el número de aplicaciones de carga necesarios para la falla y puede ser definido por la siguiente relación:

$$N_f = a \left(\frac{1}{\varepsilon_0} \right)^b * \left(\frac{1}{S_0} \right)^c \quad (3.4)$$

$$N_f = d \left(\frac{1}{\sigma_o} \right)^e * \left(\frac{1}{S_o} \right)^f \quad (3.5)$$

Donde:

N_f : Número de ciclos a la falla.

ε_o : Deformación inicial a la tensión.

σ_o : Esfuerzo inicial.

S_o : Rigidez inicial de la mezcla.

a, b, c, d, e, f : Coeficientes determinados experimentalmente.

Cabe mencionar que este modelo es el más sencillo para determinar la vida a fatiga del concreto asfáltico, en él no se toma en consideración la temperatura o la frecuencia de carga del pavimento asfáltico. Sin embargo, existen otros modelos creados por diferentes agencias los cuales están basados en diferentes consideraciones, por ejemplo: el modelo Finn, el modelo del Instituto del Asfalto y el modelo Shell.

El objetivo principal de estos modelos es proporcionar una relación entre las propiedades de la mezcla, la respuesta del pavimento a los esfuerzos y la falla ante cargas repetidas. Los parámetros de estos modelos están principalmente basados en una secuencia de cargas continuas y los coeficientes son determinados a partir de una regresión de datos empíricos. Las ecuaciones (3.6) y (3.7) muestran los modelos creados por el Instituto del Asfalto y el modelo Shell respectivamente.

$$N_f = 0.0796(\varepsilon_t)^{-3.291} * (E_1)^{-0.854} \quad (3.6)$$

$$N_f = 0.0685(\varepsilon_t)^{-5.671} * (E_1)^{-2.363} \quad (3.7)$$

Donde:

N_f : Número de repeticiones de carga para que ocurra la falla,

ε_t : Deformación a la tensión aplicada (in/in),

E_1 : Módulo dinámico del concreto asfáltico (psi).

b) Modelo de la energía disipada.

En los últimos años, varios investigadores han utilizado el concepto de la energía disipada para predecir el comportamiento a fatiga de las mezclas asfálticas. El concepto detrás de este modelo, nos dice que cuando un material está sometido a una repetición de cargas dinámicas, una cantidad importante de energía se transmite al material, la cual se almacena dentro del mismo y posteriormente se disipa cuando la carga se libera. El daño por fatiga está relacionado con la cantidad de energía que se disipa al ensayar el espécimen en laboratorio. Este modelo se basa principalmente en las propiedades reológicas y el comportamiento viscoelástico de los materiales.

La energía que se disipa en un material viscoelástico en una prueba de fatiga a flexión se calcula usando la siguiente ecuación:

$$W_i = \pi \sigma_i \varepsilon_i \sin \varphi_i \quad (3.8)$$

Donde:

W_i : Energía disipada por ciclo de carga i ,

σ_i : Amplitud del esfuerzo por ciclo de carga i ,

ε_i : Amplitud de la deformación por ciclo de carga i ,

φ_i : Ángulo de fase entre las señales de onda del esfuerzo y la deformación.

La energía disipada versus el número de ciclos a la falla se puede representar como se muestra a continuación:

$$N_f = K_1 \left(\frac{1}{W_i} \right)^{K_2} \quad (3.9)$$

Donde:

N_f : Número de repeticiones de carga para que ocurra la falla,

W_i : Energía disipada,

K_1, K_2 : Coeficientes determinados experimentalmente.

c) Modelo de la mecánica de fractura.

Generalmente, el desempeño de un pavimento es evaluado utilizando resultados obtenidos de pruebas de laboratorio; sin embargo, regularmente estas pruebas se basan en la suposición de una teoría de continuidad, en la cual los materiales ensayados tienen propiedades homogéneas. Cuando el material comienza a fallar o a agrietarse, se considera como un material discontinuo. Por lo tanto, la suposición de continuidad no es válida. El modelo de mecánica de fractura se comenzó a utilizar para estudiar la discontinuidad de los materiales. Con este modelo se puede describir el mecanismo de fracturamiento, desde el comienzo de las primeras grietas, seguido de la propagación de las mismas, hasta el momento en que se alcanza la falla del mismo.

Como se mencionó anteriormente, el propósito principal de la mecánica de fractura, es entender mejor el origen y desarrollo del agrietamiento en un pavimento. Varios investigadores han estudiado la velocidad de propagación de grietas, empleando la Ley de Paris. La Ley de Paris se puede expresar de la siguiente manera:

$$\frac{dc}{dN} = Ak^{-n} \quad (3.10)$$

Donde:

dc : Incremento de la longitud de la fisura para una nueva aplicación de carga.

k : Factor de intensidad de tensiones.

A, n : Constantes del material.

3.7.4. Procedimientos experimentales para la determinación de la falla de fisuración por fatiga.

La falla por fatiga en mezclas asfálticas no suele producirse en la mayoría de los casos de una forma brusca, sino que es un fenómeno que tiene lugar de forma progresiva deteriorando el material de manera continua, sin llegar a producirse la fisuración completa de la probeta. Por esta razón, una de las primeras cuestiones a considerar cuando se realizan los ensayos de fatiga es establecer la falla del espécimen.

La falla se determina de dos formas (Figura 3. 10), dependiendo del tipo de ensayo realizado:

- Ensayos realizados a deformación o desplazamiento controlado (son los más recomendados por las normas actuales).

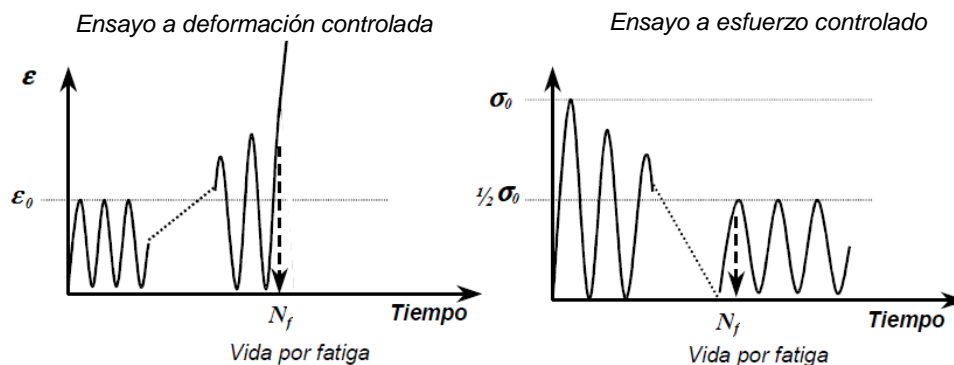


Figura 3. 10. Criterio del fallo por fatiga de acuerdo con el tipo de ensayo (Salvador Franco, 2012).

En el primer caso, de tensión controlada, son ensayos en los que se mantiene la tensión o la carga que se le impone a la probeta constante. Normalmente se registra la deformación producida, y la resistencia a la fatiga del material se asocia al ciclo en que se produce la rotura del material y la carga se hace cero o, en otros casos, cuando el módulo de la mezcla se reduce a su 10%.

En el segundo caso, se mantiene constante la deformación o desplazamiento impuesto y se registra la evolución de la carga durante el ensayo. Se considera

que se ha llegado al fallo por fatiga cuando la carga o el módulo del material ensayado se reduce a la mitad.

Baaj y Benedetto (2005), señalan que el proceso de degradación por fatiga de una mezcla, se puede establecer en tres etapas o fases (Salvador Franco, 2012):

- **FASE I.**

También llamada fase de adaptación, se caracteriza por el inicio de la microfisuración, produciéndose un descenso rápido de la rigidez, que de acuerdo a Di Benedetto, es debido a que se produce un calentamiento de la mezcla por su comportamiento viscoso (disipación viscosa interna). En esta pérdida de rigidez también tiene influencia la tixotropía y los fenómenos locales (Salvador Franco, 2012).

- **FASE II.**

Durante la segunda etapa, conocida como fase de fatiga, se caracteriza por el rol más importante que toma el deterioro por fatiga en la evolución del daño de la mezcla, apareciendo en esta etapa las macrofisuras producto de la unión de las microfisuras generadas en la fase anterior (Salvador Franco, 2012).

- **FASE III.**

Es la etapa final del ensayo, conocida como etapa de ruptura, en la cual el módulo decrece a mayor velocidad y las macrofisuras (y por tanto, el daño) progresan rápidamente hasta el fallo total de la mezcla.

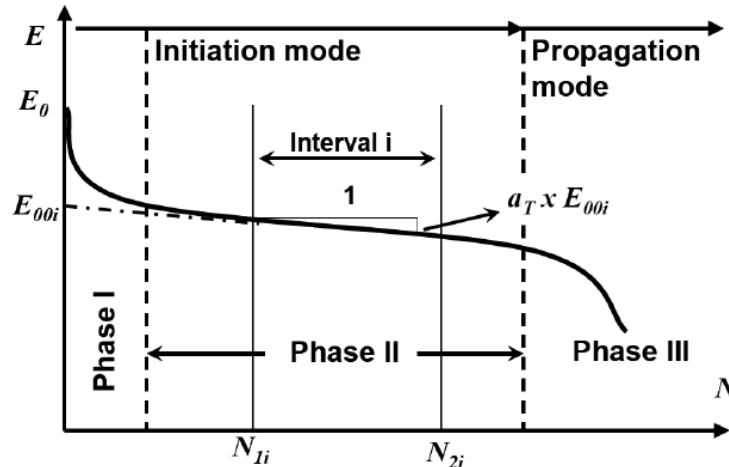


Figura 3. 11. Fases de degradación por el fenómeno de fatiga en mezclas asfálticas (Salvador Franco, 2012).

Lo anterior, ha llevado a definir el fenómeno de fatiga como un proceso de daño continuo que representa la evolución del módulo de la mezcla de acuerdo a la siguiente expresión de daño:

$$D(N) = \frac{E_{00} - E(N)}{E_{00}} \quad (3.11)$$

Donde:

D : Parámetro de daño.

E_{00} : Intersección de la línea de ajuste para la curva de módulo E en función del número de ciclos en la fase II (Figura 3. 11).

$E(N)$: Variación del módulo con el número de ciclos.

Y donde el incremento de daño en cada aplicación de carga $\frac{dD}{dN}$ está relacionado con la tensión o deformación aplicada, que según Khalid resulta (Salvador Franco, 2012):

$$\frac{dD}{dN} = -\frac{1}{E_{00}} * \frac{dE}{dN} = -a_t \quad (3.12)$$

$$a_t = f(\varepsilon) \quad (3.13)$$

Donde:

a_t : Pendiente de la curva E versus N en la fase II (Figura 3. 11).

3.7.5. Tipos de ensayos para la determinación de la falla por fatiga.

La finalidad de los ensayos de fatiga en laboratorio es la de intentar reproducir el comportamiento *in situ* de las mezclas asfálticas. Para esto, es necesario que el modelo adecuado sea capaz de reproducir en laboratorio los efectos de la variación de la temperatura, la velocidad y el tiempo de carga y descarga ante los cuales están sometidas las mezclas asfálticas en las carreteras. Ante esto, resulta realmente complejo reproducir con todas estas variantes para poder realizar el ensayo de una manera fiel a la realidad.

Es evidente que el ensayo seleccionado no deja de ser un modelo sobre el posible comportamiento real del pavimento; los resultados que se obtienen son una simple aproximación debido a las limitaciones que supone su modelación. Sea cual sea el ensayo utilizado se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Se debe modelar el tipo de carga soportada por el pavimento, es decir, el ensayo deberá simular las cargas provocadas por el tránsito.
- La simulación debe tomar en cuenta los periodos de carga y de reposo, sabiendo que la variación en la duración de estos ciclos puede influir notoriamente la vida de la mezcla asfáltica.

Existen diversas metodologías de prueba que pueden ser aplicadas para medir el comportamiento por fatiga del concreto asfáltico (Figura 3. 12). De acuerdo a (Garnica Anguas, Gómez López, & Sesma Martínez, 2002) los métodos de prueba que han sido identificados como los más promisorios para su uso en la medición de las propiedades a fatiga de las mezclas asfálticas son los siguientes:

- Pruebas de fatiga por flexión (viga prismática, viga en voladizo trapezoidal).
- Pruebas de fatiga por tensión (diametral, uniaxial).
- Métodos de mecanismos de fractura.
- Resistencia y rigidez a la tensión.

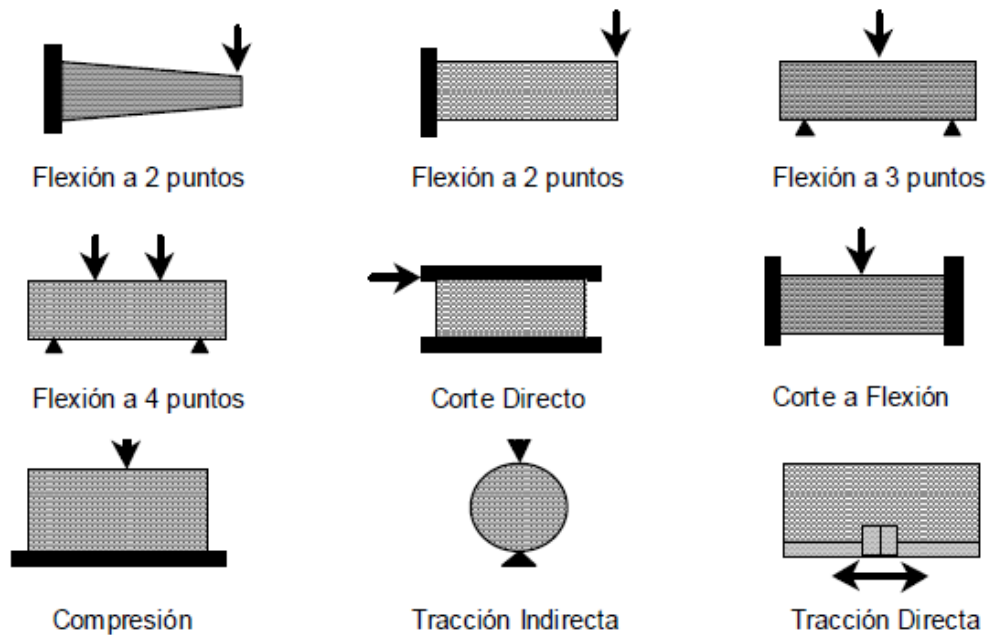


Figura 3. 12. Diferentes pruebas de laboratorio para caracterizar la fatiga en mezclas asfálticas (Salvador Franco, 2012).

El criterio en la selección de cada uno de los métodos anteriores dependerá principalmente de los siguientes factores (Garnica Anguas, Gómez López, & Sesma Martínez, 2002):

- Sensitividad a las variables de la mezcla, particularmente a las propiedades del asfalto.
- Simulación razonable de las condiciones de campo.
- Predicción de propiedades fundamentales que pueden ser utilizadas en un diseño apropiado o modelos de comportamiento.
- Facilidad y simplicidad en su uso.
- Requerimientos de tiempo.
- Confiabilidad, exactitud y precisión.

3.7.6. Ensayos de fatiga a flexión.

Es mediante el concepto de las tres etapas o fases del proceso de degradación de fatiga, que se busca representar el tipo de esfuerzos al que está sometida la estructura del pavimento y que normalmente se reproduce en el laboratorio por métodos estandarizados de larga ejecución, cuando se ensayan diferentes tipos de probetas a flexión a dos, tres y cuatro puntos de apoyo (Figura 3. 13). En estos ensayos se someten probetas a una serie de cargas cíclicas, en la que se mantiene constante la tensión, la deformación o el desplazamiento aplicado, hasta que se produce la falla de la mezcla.



Figura 3. 13. Procedimientos a flexión para determinar el comportamiento a fatiga en mezclas asfálticas (Salvador Franco, 2012).

Bajo este contexto, a continuación se describe el ensayo de flexión en vigas con cuatro puntos de apoyo, el cual es de los más recomendados por las normas de ensayo (AASHTO¹ y ASTM²) para la determinación de las propiedades de la mezcla asfáltica en caliente y es mediante el cual se analizara el comportamiento a fatiga de la mezcla asfáltica tibia objeto de estudio en este trabajo de tesis.

¹ AASHTO: Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transportes Oficiales.

² ASTM: Asociación Americana de pruebas de materiales.

3.7.7. Ensayo de fatiga a flexión en cuatro puntos sobre probetas prismáticas.

Como se mencionó anteriormente, este método es el más utilizado para determinar el comportamiento de las mezclas asfálticas sometidas a cargas de fatiga. En esta prueba, se utiliza un equipo de ensayo a flexión en cuatro puntos de apoyo (Figura 3. 14), en el cual las abrazaderas interiores y exteriores están colocadas simétricamente.

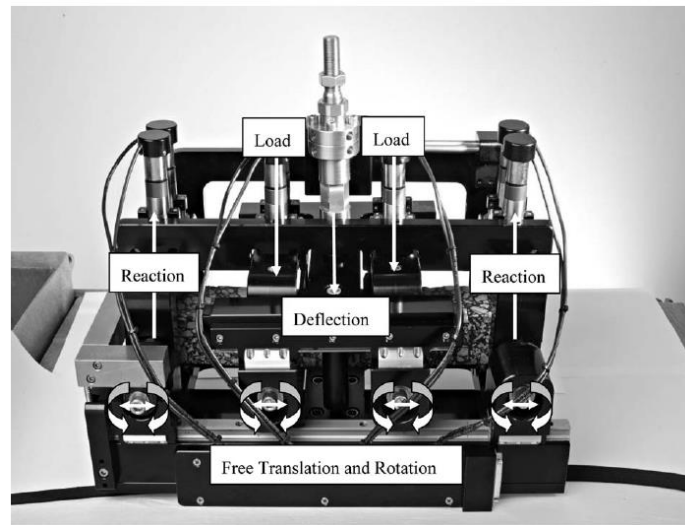


Figura 3. 14. Equipo de ensayo a fatiga a flexión en 4 puntos (ASTM, 2011).

Para realizar este ensayo, se fabrican probetas prismáticas rectangulares esbeltas de dimensiones 380 ± 6 mm de longitud, 50 ± 2 mm de alto, y 63 ± 2 mm de ancho. La probeta prismática debe ser sometida a cargas periódicas de flexión en cuatro puntos, con rotación y traslación libres en todos los puntos de la carga y de la reacción de éstas. La flexión debe ser realizada por la aplicación de la carga en dos puntos interiores (abrazaderas interiores), en sentido vertical y perpendicularmente al eje longitudinal de la probeta. Se ha de fijar la posición vertical de los soportes del extremo (abrazaderas exteriores). Esta configuración de la carga debe ser de forma sinusoidal (Figura 3. 15).

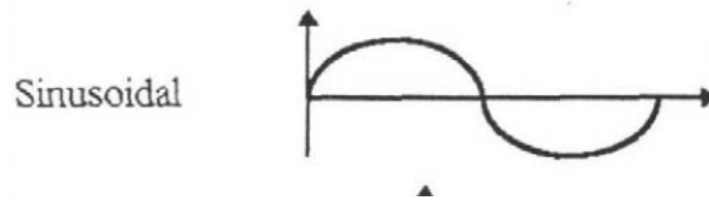


Figura 3. 15. Carga aplicada sinusoidal (Gallar, 2011).

Durante el ensayo, se deberá registrar la carga necesaria para que la viga experimente una deformación constante en función de la deflexión del espécimen, se deberá de calcular a partir de estos valores el módulo de rigidez y el ángulo de fase en función de cada ciclo de carga. Con estas mediciones se puede determinar las características de fatiga del material sometido a ensayo. En la Figura 3.16 se pueden observar los principios básicos del ensayo en flexión en cuatro puntos.

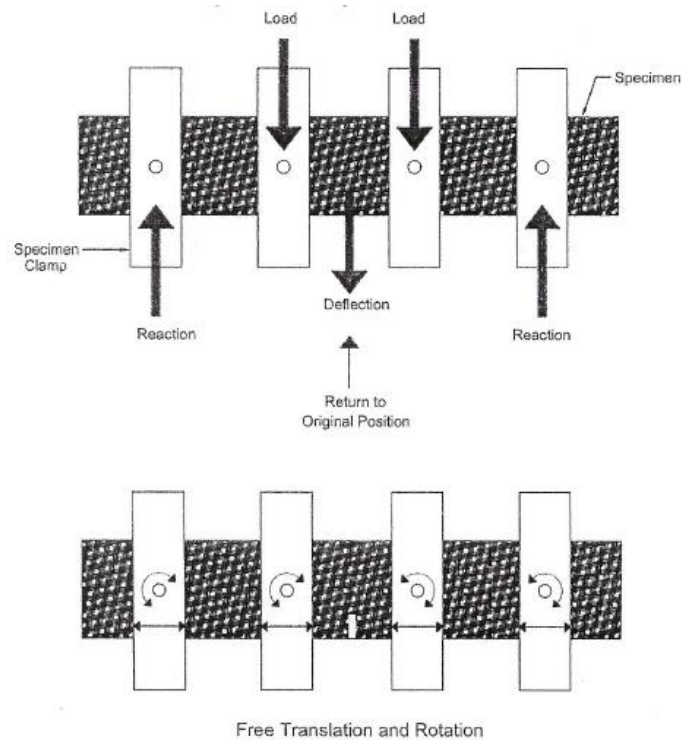


Figura 3. 16. Principios básicos del ensayo a flexión en cuatro puntos (AASHTO, 2011).

Dentro de las especificaciones del ensayo se establece que la prueba deberá realizarse con una temperatura controlada, para una frecuencia de f_o aplicaciones de carga sinusoidal. Los ensayos a realizar se efectúan comúnmente a una temperatura de 20.0 ± 0.5 ° C, pero también es posible realizar el ensayo a otras temperaturas de prueba. Así mismo, las especificaciones del ensayo establecen que la frecuencia de carga f_o debe estar dentro de un rango de 5 a 10 Hz.

Una vez realizado el ensayo, se puede obtener el valor inicial del módulo de rigidez a la flexión S_{min} a partir de los valores medidos de esfuerzo, desplazamiento y el ángulo de fase en el ciclo de carga número 50 ($n=50$). Así mismo, el ensayo se continúa hasta que el módulo calculado S_{min} se haya reducido hasta la mitad de su valor inicial o hasta la rotura de la probeta.

Los criterios del ensayo, se establecen para una temperatura y una frecuencia dadas, el ensayo se debe realizar a tres niveles de deformación, como mínimo, en el modo de aplicación de carga elegido (por ejemplo, tres niveles de deformación con modo de control de deflexión constante) con un mínimo de tres repeticiones por nivel. Los niveles para el modo de aplicación de carga elegido se deben seleccionar de manera que el número de ciclos hasta la fatiga esté dentro del intervalo 10^4 a 2×10^6 ciclos.

Finalmente, sobre la base de que los resultados representan la vida útil $N_{i,j,k}$ para el criterio de falla j elegido y el conjunto de condiciones de ensayo k , se dibuja la línea de fatiga haciendo una regresión lineal entre los logaritmos neperianos de $N_{i,j,k}$ y los logaritmos neperianos de la amplitud de la deformación inicial (amplitud de deformación en el ciclo número 50) con la siguiente forma:

$$\ln(N_{i,j,k}) = A_0 + A_1 X \ln(\varepsilon_i) \quad (3.14)$$

Donde:

i : es el número de espécimen.

j : representa el criterio de falla elegido.

k : representa el conjunto de las condiciones de ensayo.

ε_i : es la amplitud de la deformación inicial medida en el ciclo de carga número 50.

CAPÍTULO 4

Experimentación

4.1. Introducción.

En el presente capítulo se describe el procedimiento utilizado para el análisis de calidad de los materiales empleados, así como el diseño de la mezcla asfáltica y las pruebas de desempeño, pero en particular como parte fundamental de esta tesis se desarrolla el procedimiento de ensaye de fatiga en vigas a flexión en cuatro puntos.

4.2. Plan de trabajo.

Una etapa fundamental del diseño de mezclas asfálticas es el análisis de calidad de los materiales que componen la mezcla, es por ello que el plan de trabajo consistió en primer lugar en realizar la caracterización del agregado pétreo 2y los asfaltos propuestos. Para ello, se realizaron una serie de pruebas que son las que establece la normativa de SCT en su apartado pruebas de materiales.



Figura 4. 1. Pruebas de caracterización de agregados (grueso y fino).

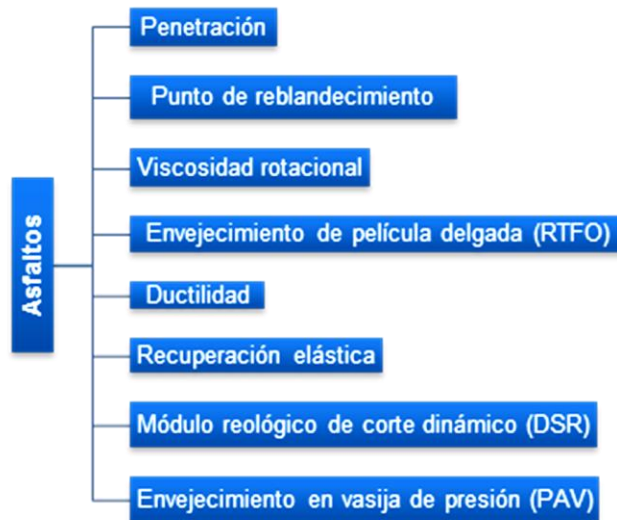


Figura 4. 2. Pruebas de caracterización en el asfalto.

Posteriormente, ya con los datos de calidad de nuestros agregados y asfaltos, se procedió a realizar el diseño de la mezcla asfáltica de granulometría densa que se ajustara a lo establecido por la recomendación de Protocolo AMAAC¹.

Una vez determinada nuestra mezcla de diseño se procedió a determinar los parámetros volumétricos de la mezcla y realizar las pruebas de desempeño entre las cuales se encuentra la de fatiga. A continuación se enlistan cada uno de los pasos a seguir:

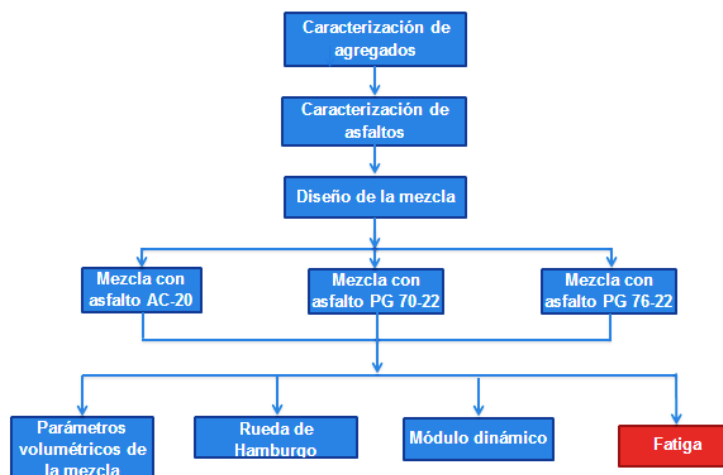


Figura 4. 3. Esquema de trabajo de la investigación.

¹ AMAAC: Asociación Mexicana del Asfalto A.C.

Para la fabricación de las probetas que se utilizaron en el ensayo de fatiga por flexión en cuatro puntos de apoyo, se diseñó una mezcla asfáltica la cual cumpliera con los requisitos que establece la normativa de SCT² para el diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa. Este tipo de mezcla se fabricó con el mismo tipo de agregado y con tres tipos diferentes de asfaltos previamente aditivados para hacerlos tibios. Los asfaltos originales que se utilizaron son los siguientes:

- Asfalto convencional AC-20 procedente de la planta de Tula, Hidalgo.
- Asfalto modificado con polímero tipo I de grado de desempeño PG 70-22.
- Asfalto modificado con polímero tipo I de grado de desempeño PG 76-22.

Cabe mencionar que estos tres tipos de asfaltos fueron proporcionados por la empresa SemMaterials, los cuales ya habían sido previamente aditivados para convertirlos en asfaltos tibios.

Una vez conocido el contenido óptimo de asfalto se fabricaron tres tipos de mezcla diferentes dependiendo del tipo de ligante.

1. Mezcla asfáltica tibia de granulometría densa elaborada con el asfalto convencional AC-20.
2. Mezcla asfáltica tibia de granulometría densa elaborada con el asfalto modificado con polímero de grado PG 70-22.
3. Mezcla asfáltica tibia de granulometría densa elaborada con el asfalto modificado con polímero de grado PG 76-22.

Determinado el contenido óptimo de asfalto para la granulometría de diseño, se revisó que el cumplimiento de los parámetros especificados por el protocolo AMAAC.

Para el ensayo de fatiga a flexión en cuatro puntos se decidió elaborar 12 probetas por cada tipo de asfalto empleado, resultando así un total de 36 vigas fabricadas. Inicialmente se fabricaron 6 placas o slab's de dimensiones conocidas,

² SCT: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

compactadas mediante un equipo compactador lineal (equipo que simula la compactación que hace un rodillo de tambor en campo al aplicarse sobre la mezcla asfáltica) el cual compacta dos placas a la vez.

4.3. Caracterización de los materiales utilizados.

4.3.1. Material pétreo.

Los materiales pétreos empleados, provienen del Banco denominado “La Pasión” ubicado en el km. 31+700 de la carretera Santa Rosa- La Barca, desviación derecha 2,300 m en el municipio de Juanacatlán en el estado de Jalisco, Méx.

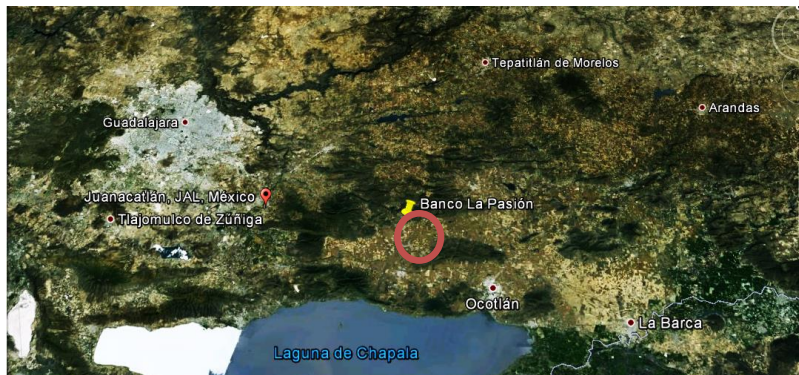


Figura 4. 4. Ubicación geográfica del Banco “La Pasión” (Google Earth, 2013).

El material extraído del banco corresponde a un triturado de origen basáltico (Figura 4. 5), cuya grava tiene como tamaño máximo $\frac{3}{4}$ ”, el sello tiene como tamaño máximo $\frac{3}{8}$ ” y la arena el tamaño máximo corresponde a la malla # 4.



Figura 4. 5. Agregado pétreo (grava).

A continuación se presenta la tabla con los resultados obtenidos de las pruebas de calidad al agregado grueso y fino, así como los parámetros que deben cumplir de acuerdo a las especificaciones.

Caracterización del agregado				
Prueba	Grava	Sello	Arena	Especificación
Peso volumétrico seco suelo (ASTM C 29)				
Peso volumétrico seco suelo (kg/m ³)	1,469	1,410	1,645	ne ¹
Gravedad específica y absorción del agregado grueso (ASTM C 127)				
Gravedad específica:	2.641	2.629	2.639	ne
Absorción (%)	1.2	1.4	1.2	ne
Desgaste de los Ángeles (ASTM C 131)				
Desgaste de los Ángeles (%)	13.1	14.0	-	30 máx.
Microdeval (AASHTO T 327-09)				
Microdeval (%)	5.3	6.6	-	18 máx.
Partículas con 1 cara fracturada (ASTM D 5821)				
Partículas con 1 cara fracturada (%)	100	-	-	90 mín.
Partículas con 2 caras fracturadas (ASTM D 5821)				
Partículas con 2 caras fracturadas (%)	92.9	-	-	90 mín.
Partículas alargadas 3:1 (ASTM D 4791)				
Partículas alargadas 3:1 (%)	16.4	-	-	15 máx.
Partículas lajeadas 3:1 (ASTM D 4791)				
Partículas lajeadas 3:1 (%)	0.7	-	-	15 máx.
Gravedad específica y absorción del agregado fino (ASTM C 128)				
Gravedad específica:	-	-	2.639	ne
Absorción (%)	-	-	1.2	ne
Equivalente de arena (ASTM D 2419)				
Equivalente de arena (%)	-	-	70.8	50 mín.
Azul de metileno (recomendación AMAAC RA 05/2008)				
Azul de metileno (mg/g)	-	-	7	15 máx.
Angularidad del agregado fino (AASHTO T 304)				
Angularidad del agregado fino (%)	-	-	46.5	40 mín.

Tabla 4. 1. Resultados obtenidos de las pruebas de caracterización de los agregados grueso y fino.

4.3.2. Asfaltos.

Como se ha mencionado, en este trabajo se emplearon tres tipos diferentes de asfaltos; el primero un asfalto de tipo convencional AC-20 proveniente de la refinería de Tula en Hidalgo, el segundo es un asfalto modificado con polímero tipo I con grado de desempeño PG⁴ 70-22 y por último el tercero es también un asfalto modificado con polímero tipo I con grado de desempeño PG 76-22, todos estos fueron previamente aditivados a tibios a través de la inclusión de aditivo de modificación química.

⁴ PG: Grado de desempeño.

A continuación se presenta las tablas resumen con los resultados obtenidos de la caracterización de los asfaltos base (sin aditivo tibio) y de los asfaltos tibios.

Caracterización de los asfaltos base					
Ensaye	Norma de referencia	Unidades	AC-20	70-22	76-22
Ensayos sobre el asfalto original					
Penetración (25° C; 100 g; 5 s)	M-MMP-4-05-006/00	0.1 mm	72.17	72.17	65.33
Punto de reblandecimiento anillo y bola	M-MMP-4-05-009/00	° C	52.85	56.5	63.5
Viscosidad rotacional a 135° C	M-MMP-4-05-005/02	(Pa*s)	0.495	0.856	1.370
Reómetro de corte dinámico	M-MMP-4-05-025/02				
Módulo reológico de corte dinámico (G*/sen δ)		kPa	2.367	1.498	1.732
Ángulo de Fase (δ)		°	83.45	76.76	69.89
Temperatura de prueba		° C	64	70	76
Ensayos sobre el residuo asfáltico después del RTFO					
Pérdida de masa	M-MMP-4-05-010/02	%	1.16	0.61	1.34
Ductilidad a 25°C	M-MMP-4-05-011/07	cm	16.67	-	-
Recuperación elástica por ductilómetro	M-MMP-4-05-026/02	%	-	65	65
Reómetro de corte dinámico	M-MMP-4-05-025/02				
Módulo reológico de corte dinámico (G*/sen δ)		kPa	10.21	4.599	1.726
Ángulo de Fase (δ)		°	73.26	69.57	73.85
Temperatura de prueba		° C	64	70	76

Tabla 4. 2. Resultados de la caracterización de los asfaltos base (sin aditivo a tibio).

Caracterización de los asfaltos tibios empleados en el estudio					
Ensaye	Norma de referencia	Unidades	AC-20 tibio	70-22 tibio	76-22 tibio
Ensayos sobre el asfalto original					
Penetración (25° C; 100 g; 5 s)	M-MMP-4-05-006/00	0.1 mm	65.00	66.33	55.00
Punto de reblandecimiento anillo y bola	M-MMP-4-05-009/00	° C	52.25	55.9	63.35
Viscosidad rotacional a 135° C	M-MMP-4-05-005/02	(Pa*s)	0.504	0.8	1.392
Reómetro de corte dinámico	M-MMP-4-05-025/02				
Módulo reológico de corte dinámico (G*/sen δ)		kPa	1.995	1.585	1.768
Ángulo de Fase (δ)		°	83.01	76.89	70.67
Temperatura de prueba		° C	64	70	76
Ensayos sobre el residuo asfáltico después del RTFO					
Pérdida de masa	M-MMP-4-05-010/02	%	1.08	0.70	0.77
Ductilidad a 25°C	M-MMP-4-05-011/07	cm	21.4	-	-
Recuperación elástica por ductilómetro	M-MMP-4-05-026/02	%	-	63	67
Reómetro de corte dinámico	M-MMP-4-05-025/02				
Módulo reológico de corte dinámico (G*/sen δ)		kPa	8.855	4.426	5.18
Ángulo de Fase (δ)		°	74.15	70.23	63.96
Temperatura de prueba		° C	64	70	76
Ensayo sobre el residuo asfáltico después del PAV					
Rigidización (G*/sen δ)	M-MMP-4-05-029	kPa	581.2	633.7	1190.0
Ángulo de Fase (δ)		°	50.3	54.19	42.31
Temperatura de prueba		° C	25	28	31

Tabla 4. 3. Resultados de la caracterización de los asfaltos tibios.

De las dos tablas anteriores, se puede decir que el aditivo agregado al asfalto base para convertirlo en asfalto tibio, no modifica en lo general las propiedades

físicas y mecánicas del ligante asfáltico. La única diferencia significativa que se observa es en la prueba de penetración, en donde el asfalto tibio, presentó valores menores de penetración en comparación con el asfalto base, lo que lo convierte en un asfalto relativamente más duro en comparación con el asfalto base (sin aditivo).

En cuanto a las propiedades reológicas de los asfaltos modificados con polímeros (PG 70-22 y PG 76-22) y el asfalto convencional (AC-20), estas no se vieron afectadas con la adición del aditivo de conversión a tibio. Al utilizar un aditivo de naturaleza química, como el que se empleó para convertir a tibio los asfaltos base, es muy probable que este haya sido del tipo tensoactivo, el cual permite disminuir las temperaturas de producción y tendido de la mezcla a partir de la reducción de la tensión superficial existente entre el asfalto y el agregado, disminuyendo el ángulo de contacto entre ellos, esto sin modificar en teoría las propiedades reológicas (Morea, Marcozzi, & Castaño, 2011).

4.4. Gráficas de desempeño del asfalto tibio.

Se realizó la caracterización de los ligantes asfálticos en el DSR⁵ con el fin de evaluar su contribución a resistir las deformaciones plásticas en la mezcla, con base en la medición del parámetro $G^*/\sin \delta$.

La prueba se hizo a los asfaltos tibios en su estado original y envejecido en el horno RTFO. Las figuras siguientes muestran la variación del valor $G^*/\sin \delta$ para las diferentes temperaturas a la que se ejecutó el ensaye. Se puede ver que el valor de $G^*/\sin \delta$ disminuye notablemente a medida que aumenta la temperatura de prueba. Se observa también que tanto para el asfalto convencional como para los asfaltos modificados, los valores de $G^*/\sin \delta$ son más altos para el asfalto envejecido; esto es debido al endurecimiento que sufre el ligante como consecuencia de la volatilización de aceites durante la prueba en el horno RTFO.

⁵ DSR: Reómetro de corte dinámico.

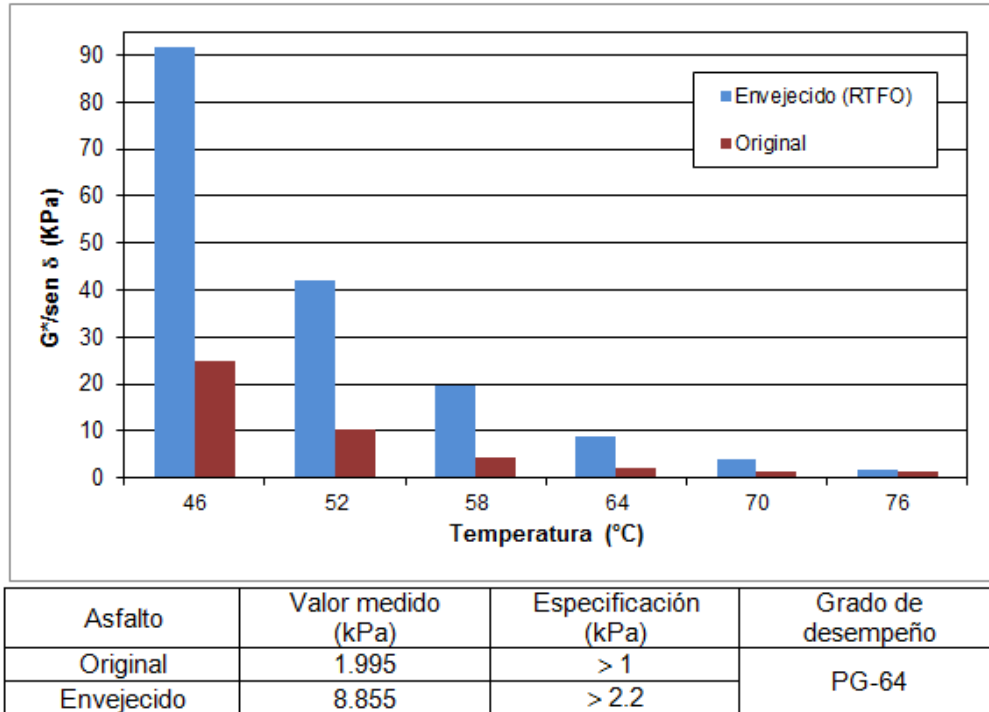


Figura 4. 6. Caracterización del ligante asfáltico en el DSR (AC-20 tibio).

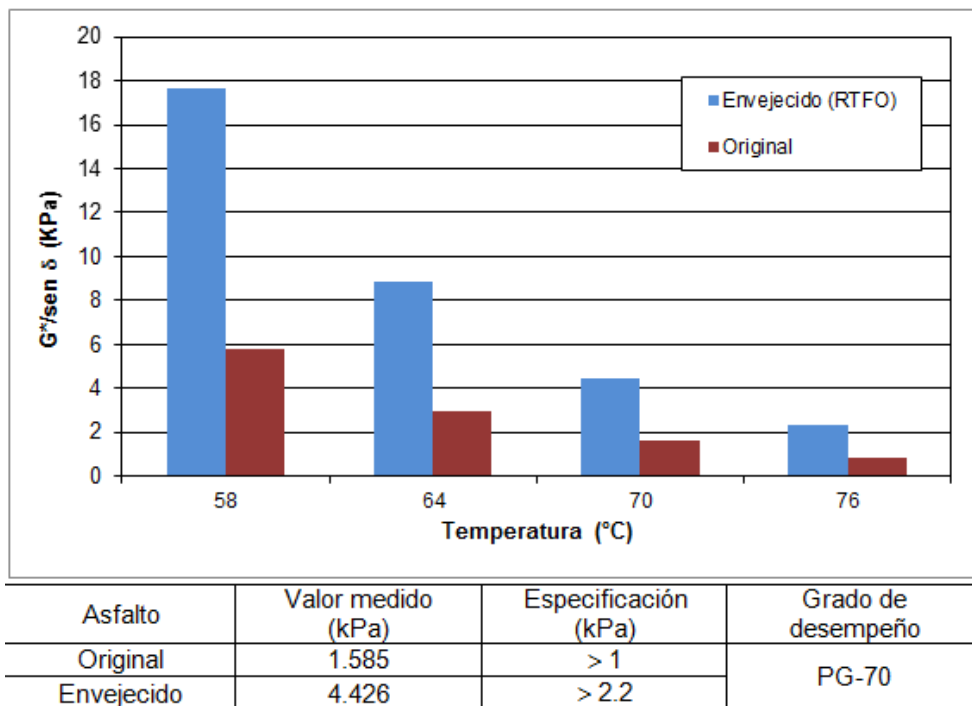


Figura 4. 7. Caracterización del ligante asfáltico en el DSR (PG 70-22 tibio).

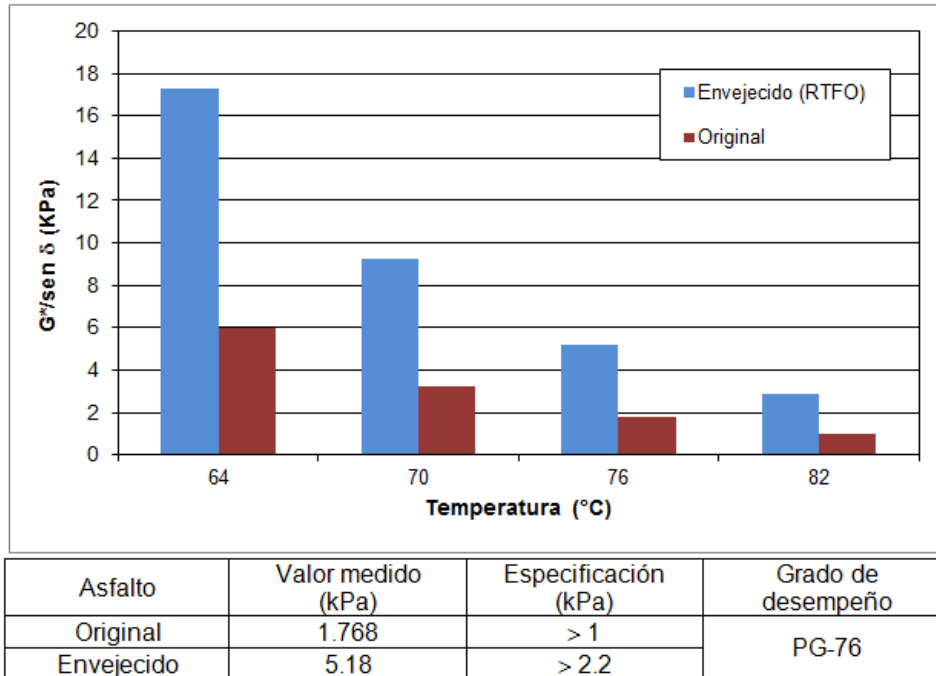


Figura 4. 8. Caracterización del ligante asfáltico en el DSR (PG 76-22 tibio).

En las tres figuras anteriores, se puede ver la diferencia entre los grados de desempeño entre el cemento asfáltico AC-20 sin modificar (PG-64), y los asfaltos modificados con polímero. Para el caso del cemento asfáltico AC-20 y el asfalto modificado PG-70 los valores de $G^*/\sin \delta$ son muy similares, en tanto que para el asfalto modificado PG-76 la diferencia de valores en comparación con los otros dos anteriores es casi del doble, lo que indica que el asfalto modificado PG-76 presenta una rigidez superior a altas temperaturas, en comparación con el cemento asfáltico convencional y el asfalto modificado PG-70.

Cabe mencionar, que el parámetro $G^*/\sin \delta$ representa una medida de la rigidez del asfalto a altas temperaturas y la resistencia a deformaciones permanentes; esta especificación se determina en el asfalto original; en cambio que la $G^*\sin \delta$ representa una medida de la resistencia al agrietamiento por fatiga; esta especificación se determina en el asfalto envejecido para simular las condiciones de envejecimiento en un pavimento en servicio.

4.5. Determinación de las temperaturas de mezclado y compactación de la mezcla tibia.

En la práctica es muy común que para determinar las temperaturas adecuadas de mezclado y compactado de una mezcla, se recurra a dibujar la carta de viscosidad vs temperaturas, para ello se utiliza el viscosímetro Brookfield en donde se observa el comportamiento que tiene la viscosidad con el aumento de temperatura en el asfalto. Una vez con esto se construye la carta en donde se seleccionan las temperaturas de mezclado y compactación correspondientes a los rangos de viscosidades de 0.17 ± 0.02 y 0.28 ± 0.03 Pa.s⁶ respectivamente.

Sin embargo, esta metodología fue desarrollada con asfaltos convencionales es decir puros no modificados con polímeros, por lo que dicho método no debiera aplicar para la tecnología que estamos utilizando.

En el gráfico de abajo (Figura 4. 9), se puede observar que no se tiene ningún aporte del aditivo en la reducción de la viscosidad de cada uno de los asfaltos, los valores de viscosidad que se obtienen para los rangos de temperatura mencionados arriba, son los mismos que los que se obtienen para un asfalto base de esas características.

⁶ Pa.s: Pascales segundo.

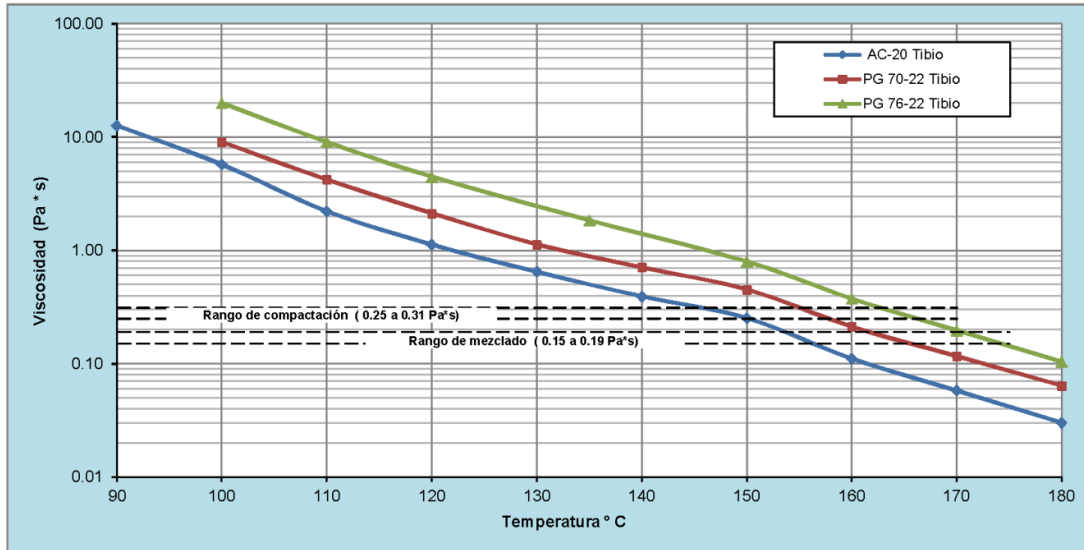


Figura 4. 9. Carta de viscosidad.

De acuerdo a la carta de viscosidad anteriormente mostrada, los rangos de mezclado y compactación de cada una de las mezclas quedarían del modo siguiente:

Asfaltos tibios	Temperaturas (°C)	
	Mezclado	Compactación
AC-20	153-156	145-150
PG 70-22	161-165	155-158
PG 76-22	170-174	163-166

Tabla 4. 4. Temperaturas de mezclado y compactación obtenidas empíricamente.

Cabe mencionar, que muchas de las tecnologías en asfaltos tibios no se basan únicamente en la reducción de la viscosidad del ligante, sino que su aporte se puede ver en el mejoramiento de la interacción agregado y asfalto, es decir en la reducción de la tensión superficial que existe entre estos dos elementos al lograr un perfecto cubrimiento del agregado con el ligante.

Ante esto, de acuerdo a las recomendaciones del fabricante del aditivo el asfalto debía mezclarse y compactarse a 40 grados por debajo de su nivel de temperatura

requerido de acuerdo a la viscosidad obtenida. Por lo tanto, las siguientes son las temperaturas recomendadas para efectuar las pruebas de desempeño de la mezcla tibia:

Asfaltos tibios	Temperaturas (°C)	
	Mezclado	Compactación
AC-20	110	100
PG 70-22	130	120
PG 76-22	140	130

Tabla 4. 5. Temperaturas de mezclado y compactación utilizadas.

4.6. Diseño de la mezcla.

Para los fines de este trabajo se optó por el diseño de una mezcla asfáltica de granulometría densa, ya que se ha demostrado que este tipo de mezcla es deseable para mitigar los efectos de la deformación permanente (Instituto Mexicano del Transporte , 2006), lo cual se busca representar en esta tesis, el diseñar una mezcla que resista adecuadamente este tipo de deformaciones y que al mismo tiempo nos permita evaluar su desempeño a fatiga.

Para el diseño se siguieron las recomendaciones establecidas en el protocolo AMAAC, y con ayuda del programa de diseño del Instituto Americano del Asfalto se obtuvo el diseño final.

4.6.1. Mezcla de prueba.

La estructura granular de la mezcla, está compuesta de la combinación de tres agregados (grava, sello, arena), la cual a partir de las combinaciones matemáticas de las granulometrías individuales de estos, realizadas por el método de prueba ASTM C 136, fue como se definió la estructura del agregado de diseño. Por lo que por medio de un ensaye de prueba y error se fueron variando los porcentajes de cada agregado hasta que se ajustaran a los requerimientos de especificación para

cada uno de los tamices correspondientes, proponiendo tres distintos tipos de mezclas de prueba como comúnmente se hace, dando como resultado tres gráficas que corresponden a una mezcla fina, una gruesa y una intermedia (Figura 4. 10).

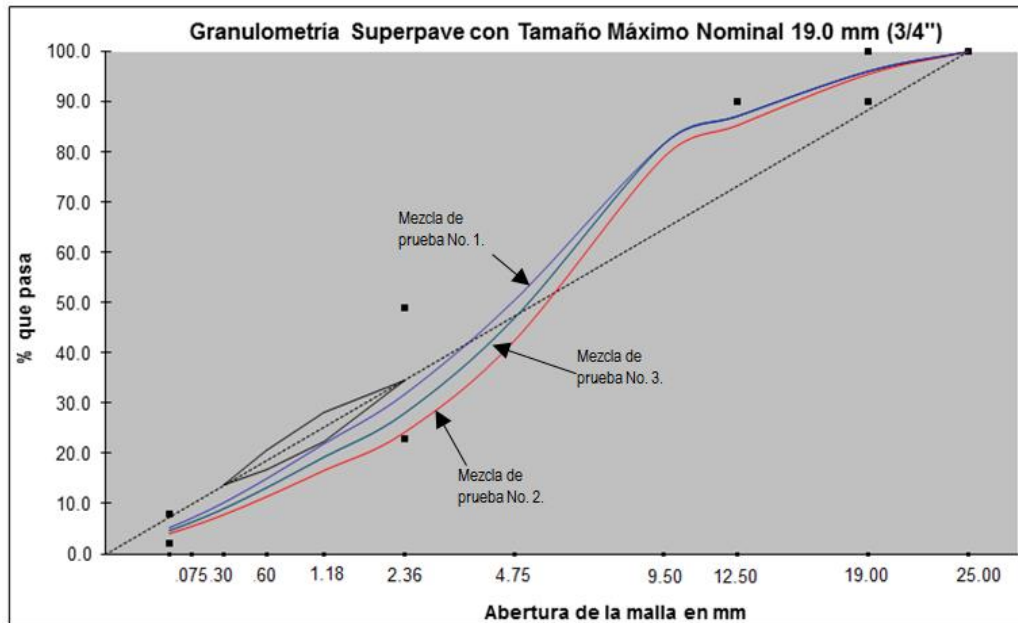


Figura 4. 10. Curva granulométrica de las mezclas de prueba.

Cada una de las tres mezclas obtenidas cumple con los requerimientos granulométricos para el diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa para un tránsito esperado mayor a un (1) millón de ejes equivalentes que establece la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la norma N-CMT-4-04/08.

El paso siguiente consistió en conocer sus contenidos de asfalto estimados de cada una y fabricar dos especímenes para conocer sus propiedades volumétricas. Los especímenes se compactaron de acuerdo a la recomendación AMAAC RA 06/2011 en el compactador giratorio Superpave.

La mezcla de diseño se calculó para un rango de ESAL's⁸ de 10 a < 30 millones, dicho nivel de tránsito se utiliza para la determinación del número de giros de

⁸ ESAL: Los ESAL de diseño son los niveles de tránsito de proyecto esperado, para un periodo de diseño de 20 años.

diseño para la compactación que en este caso fue de 100 giros de diseño (Tabla 4. 6).

ESAL de diseño, millones	Parámetros de compactación		
	N _{inicial}	N _{diseño}	N _{máxima}
< 0,3	6	50	75
0,3 < 3	7	75	115
3 < 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

Tabla 4. 6. Esfuerzo requerido para la compactación giratoria según el tránsito esperado en el carril de diseño.

Para cada mezcla de prueba se obtuvo el contenido de asfalto estimado para alcanzar un 4% de vacíos de aire (96% de Gmm para el N_{diseño}). Con los resultados obtenidos de las pruebas de densidad a la mezcla asfáltica (Gmm y Gmb), se obtuvieron los parámetros volumétricos de cada mezcla los cuales sirvieron para seleccionar la estructura granulométrica de diseño final.

Dentro de la nueva metodología de diseño de mezclas asfálticas en caliente Protocolo AMAAC, existen tres parámetros que se son ampliamente usados y que forman parte de los requisitos de diseño, los cuales son: los vacíos en el agregado mineral (VMA); vacíos llenos con asfalto (VFA); y los vacíos de aire (Va).

Mezcla- espécimen	% de asfalto estimado	Propiedades volumétricas		
		Va	VMA	VFA
1-A	5.85	4.458	16.63	73.2
1-B	5.85	5.152	17.23	70.1
2-A	6.35	2.913	16.34	82.2

2-B	6.35	3.48	16.83	79.3
3-A	6.85	2.105	16.70	87.4
3-B	6.85	2.57	17.09	85.0

Tabla 4. 7. Propiedades volumétricas.

De la tabla anterior (Tabla 4. 7), la cual corresponde a los resultados obtenidos de los pares de especímenes fabricados para cada mezcla, se determinó en base a la normativa la que mejor cumple con los parámetros volumétricos (Va, VMA, VFA), que en este caso es la que corresponde a la mezcla con un contenido de asfalto de 5.85% (mezcla de prueba 1).

4.6.2. Granulometría seleccionada.

La mezcla de prueba que se muestra a continuación es la adecuada de acuerdo a las diversas pruebas realizadas y que se especifican en las recomendaciones de diseño de Protocolo AMAAC.

		Tamaño máximo nominal 19 mm					
		Porcentajes de participación					
Sieve Size		35.0%	30.0%	35.0%	\$ -	Puntos de control	
mm	US	MAT. 1	MAT. 2	MAT. 3	Composición	min	max
50	2"	100.0	100.0	100.0	100.0		
37.5	1 1/2"	100.0	100.0	100.0	100.0		
25	1"	100.0	100.0	100.0	100.0	100	
19	3/4"	100.0	100.0	88.8	96.1	90	100
12.5	1/2"	100.0	100.0	63.3	87.1		90
9.5	3/8"	100.0	99.5	48.1	81.7		
4.75	#4	99.6	28.9	9.8	47.0		
2.36	#8	77.1	1.8	1.2	28.0	23	49
1.18	#16	54.0	0.7	0.6	19.3		
0.6	#30	36.7	0.6	0.6	13.2		
0.3	#50	24.7	0.6	0.6	9.0		
0.15	#100	17.1	0.6	0.6	6.4		
0.075	#200	12.2	0.6	0.5	4.6	2	8

Tabla 4. 8. Composición granulométrica final.

Material	Porcentaje de aporte a la mezcla total
Grava (3/4 a 3/8)	35
Material de sello (3/8 a No. 4)	30
Arena de trituración (Pasa No. 4)	35
Total:	100

Tabla 4. 9. Materiales constitutivos de la mezcla de los agregados.

La granulometría densa utilizada tiene un tamaño nominal de 19.00 mm (3/4"). A continuación se presenta la curva granulométrica correspondiente a la fórmula de diseño final (Figura 4. 11).

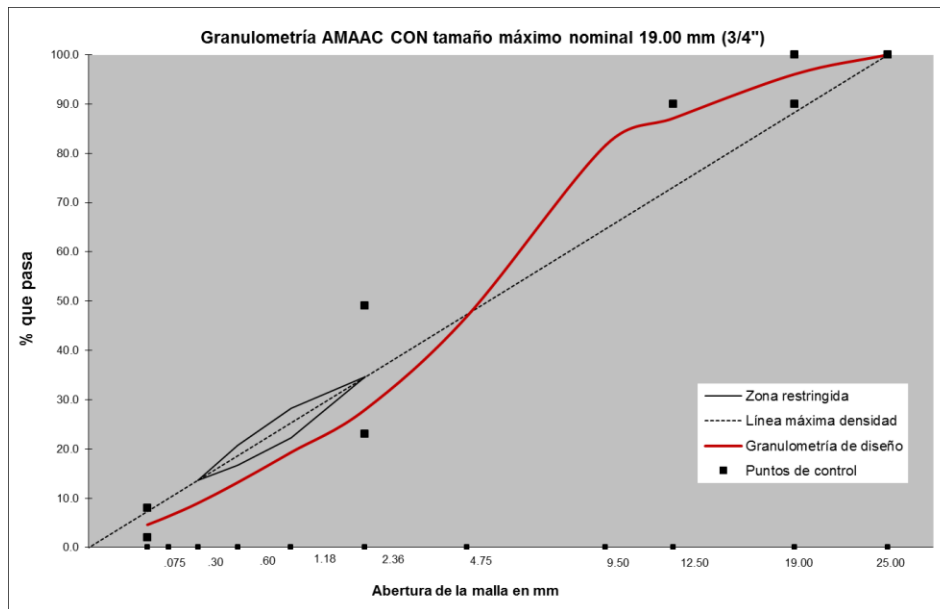


Figura 4. 11. Curva granulométrica de diseño con tamaño nominal máximo de 19 mm (3/4").

Como se puede apreciar todos los puntos se encuentran dentro de los parámetros establecidos para el tamaño nominal de 19 mm, es decir la curva granulométrica propuesta para el diseño, pasa adecuadamente entre los puntos de control establecidos sobre los cuatro tamices y por fuera del área restringida.

4.6.3. Diseño volumétrico.

Una vez seleccionada la estructura del agregado de diseño, se compactaron especímenes con diferentes contenidos de asfalto y se evaluaron las propiedades de la mezcla para determinar el contenido óptimo de asfalto. Se fabricaron dos especímenes para cada uno de los siguientes contenidos de asfalto:

- Contenido estimado de asfalto= 5.85 %.
- Contenido estimado de asfalto + 0.25 %= 6.1%.
- Contenido estimado de asfalto \pm 0.5 % = 5.35 % y 6.35.
- Contenido estimado de asfalto + 1% = 6.85.

También se prepararon dos especímenes para determinar la Gravedad específica teórica máxima (Gmm) y la Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compacta (Gmb) para cada uno de los contenidos de asfalto mencionados arriba mediante la Norma ASTM D2041 y ASTM D2726.

Para cada probeta se calcularon los parámetros volumétricos; vacíos en el agregado mineral (VAM), vacíos llenos de asfalto (VFA) y vacíos de aire (Va), (*Ver Anexo 1. Análisis volumétrico de la mezcla de diseño*).

4.6.4. Determinación del contenido óptimo de asfalto.

Para la determinación del porcentaje óptimo de contenido de asfalto se utilizan comparaciones entre el porcentaje de asfalto y las propiedades volumétricas. Como criterio de diseño se selecciona aquel contenido de asfalto correspondiente al 4% de vacíos de aire, para este valor se obtuvo un porcentaje de asfalto de 6.15 %, con este porcentaje de asfalto se entró a las gráficas del *Anexo 2* para obtener los valores de VMA y VFA, los cuales son 16.97 y 75.2 respectivamente. Como ambos cumplen con las especificaciones del Protocolo AMAAC, se acepta el 6.15% como el contenido óptimo de asfalto.

4.7. Parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica tibia.

Con el objeto de determinar los parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica con los asfaltos tibios, se realizaron nuevamente los ensayos correspondientes para determinar la gravedad específica neta (G_{mb}) y la gravedad específica teórica máxima (G_{mm}), los cuales se emplean para el cálculo de las demás pruebas.

4.7.1. Gravedad específica neta (G_{mb}).

La gravedad específica neta de cada uno de los especímenes compactados se determinó de acuerdo con el método de prueba ASTM D2726, "Determinación de la gravedad específica, y densidad de mezclas asfálticas no absorbentes" la cual corresponde a porcentajes de absorción de la mezcla menores al 2%.

Para ello, se determinó la masa en el aire del espécimen compactado, enseguida se deja sumergido en agua a una temperatura de 25 ± 2 ° C durante aproximadamente 5 minutos. Luego se determinó la masa en el agua; se sacó del agua y se secó con una toalla húmeda hasta alcanzar la condición de saturado y superficialmente seco (SSS), y se determinó la masa para esta condición.

Con las masas determinadas, se calcula la gravedad específica neta del espécimen con la siguiente expresión:

$$G_{mb} = \frac{W_a}{W_{SSS} - W_w} \quad (4.1)$$

Donde:

W_a = masa del espécimen al aire.

W_{SSS} = masa del espécimen saturado, y superficialmente seco.

W_w = masa del espécimen sumergido en agua.



Figura 4. 12. Determinación de la gravedad específica neta de la mezcla compacta.

4.7.2. Gravedad específica teórica máxima (Gmm).

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

Para definir la gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica se prepara una cantidad aproximada de 2 500 g de mezcla asfáltica, y se mete al horno durante 4 h. Después de las cuatro horas se saca del horno, se deja enfriar un poco, y se separan manualmente los agregados. La mezcla se vacía a un picnómetro, previamente calibrado, y se determina la masa del picnómetro más la mezcla; se agrega agua a 25° C hasta llenar completamente el picnómetro y se coloca la tapa para sellarlo herméticamente; la tapa está conectada a una bomba de vacío por medio de una manguera, la cual tiene acoplado un manómetro de presión. Se coloca el picnómetro con la muestra sobre un agitador mecánico, se sujeta y se inicia la agitación; simultáneamente se aplica vacío gradualmente hasta reducir la presión en el picnómetro a $3,7 \pm 0,3$ kPa, y se mantiene así durante 15 ± 2 minutos. Al finalizar el periodo de vacío, se libera gradualmente la presión, y se determina la masa del picnómetro más agua más mezcla.

En el presente trabajo se determinó la gravedad específica teórica máxima de las tres mezclas fabricadas con los asfaltos tibios, con el contenido óptimo de asfalto

de 6.15%. La Tabla 4. 10 muestra los resultados de la gravedad específica teórica máxima.

MEZCLA ASFÁLTICA	Gmm
AC-20	2.430
PG 70-22	2.445
PG-76-22	2.435

Tabla 4. 10. Gravedad específica teórica máxima (Gmm).

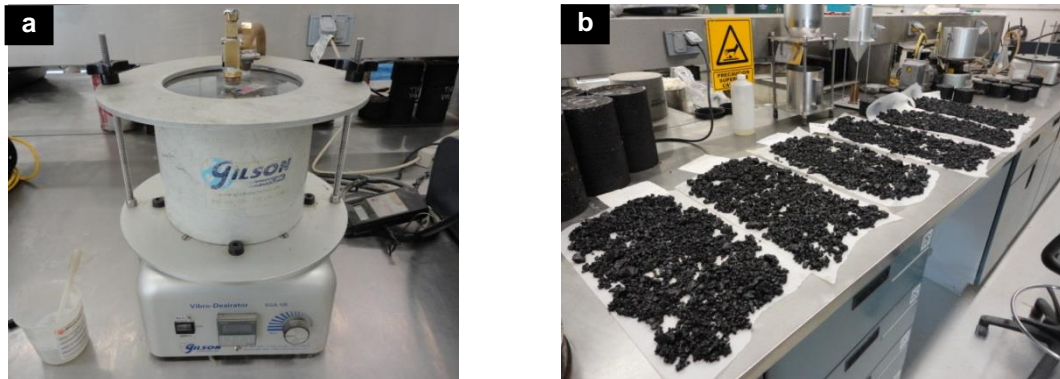


Figura 4. 13. Determinación de la gravedad específica teórica máxima. (a) picnómetro (b) mezcla asfáltica en estado suelto.

La expresión para determinar la gravedad específica teórica máxima a partir del procedimiento descrito por la norma ASTM D 2041 es:

$$G_{mm} = \frac{G}{G+H-I} \quad (4.2)$$

Donde:

G= masa de la mezcla asfáltica (estado suelto).

H= masa del picnómetro + agua.

I= masa del picnómetro + mezcla + agua.

4.8. Susceptibilidad a la humedad y deformación permanente por rodera en el analizador de rueda cargada de Hamburgo (HWT⁹).

La prueba de Hamburgo tiene por objeto determinar la susceptibilidad a la falla prematura de la mezcla asfáltica originada por debilidad en la estructura del agregado pétreo, inadecuada rigidez del asfalto o daño a la humedad. Este método de ensayo mide la profundidad de la deformación y el número de repeticiones de carga para alcanzar la falla del espécimen analizado. Con esto, se simula el paso repetido de los vehículos cargados para predecir la deformación permanente esperada. Los efectos del potencial de daño por humedad (susceptibilidad a la humedad) son evaluados desde que los especímenes son sumergidos en el agua con temperatura controlada (50°C) durante la aplicación de la carga; con esto podemos identificar las mezclas asfálticas susceptibles al desgranamiento causado por falta de adherencia (Asociación Mexicana del Asfalto, A.C., 2011).

Nivel de Tránsito	Mínimo de pasadas para la deformación máxima de 10 mm
bajo	10.000
medio	15.000
Alto/muy bajo	20.000

Tabla 4. 11. Número mínimo de pasadas para la deformación máxima en la Prueba de Hamburgo (Asociación Mexicana del Asfalto, A.C., 2011).

⁹ HWT: Hamburgo Wheel Tracking.



Figura 4. 14. Rueda cargada de Hamburgo.

La rueda de Hamburgo, como se le conoce a esta prueba, fue desarrollada en Hamburgo, Alemania, en 1970 con la finalidad de analizar el comportamiento de las mezclas asfálticas a las deformaciones plásticas (Castillo A., 2012). El equipo consiste en dos ruedas de acero de 47 mm de ancho y 203,2 mm de diámetro cada una, que se mueven axialmente sobre una muestra de forma prismática de 325 mm de largo por 260 mm de ancho y un espesor de 50.8 mm (2”), elaborada en el laboratorio. La carga en cada rueda es de $705 \pm 4,5$ N. La rueda deberá hacer 50 ± 5 pasadas por minuto a una velocidad máxima de 30,5 cm por segundo aproximadamente.

Mezclado

La granulometría de los agregados empleada para la fabricación de los especímenes del ensayo de la Rueda de Hamburgo, así como para las demás pruebas de desempeño, es la misma, ya que el tipo de mezcla es la misma. Lo que cambia únicamente es el volumen de material a considerar en cada caso.

Para este ensaye, se fabricaron dos especímenes prismáticos por cada tipo de asfalto. Conociendo las dimensiones del molde se calcula el volumen necesario de material para obtener un contenido de vacíos de 7 ± 1 % de la mezcla ya compacta.

En la ejecución de esta prueba se siguió la Recomendación AMAAC RA-01 (Susceptibilidad a la humedad y a la deformación permanente por rodadura de una mezcla asfáltica tendida y compactada, por medio del analizador de la rueda cargada de Hamburgo).

Con el fin de lograr el buen mezclado del pétreo con el asfalto en caliente, se realizó un calentamiento previo del primero al menos de 3 horas a una temperatura de entre 110° a 140 °C en horno, posteriormente para el caso de los asfaltos tibios, estos se calentaron a la temperatura de mezclado recomendada (Tabla 4. 5) y una vez listos se realizó la envuelta en la mezcladora; ya homogeneizada la mezcla, esta se introdujo nuevamente en el horno a la temperatura de compactación establecida durante 2 horas.

Compactado

Inmediatamente después del proceso de envejecimiento de 2 horas en el horno, se llevó a cabo el compactado de los especímenes en el compactador lineal de amasado (Figura 4. 15), vaciando de forma rápida y uniforme la mezcla dentro del molde, procurando conservar lo más posible la temperatura a la que se encontraba previamente en el horno, y echando a andar el rodillo compactador, el cual automáticamente realiza varias pasadas sobre la mezcla aplicando la presión necesaria para lograr que la mezcla compacta tenga un espesor de 50.8 mm (2"). Se eligió este espesor con el propósito de producir mezclas compactas con un porcentaje de vacíos de $7 \pm 1 \%$.

Posteriormente, las placas de mezcla compacta se desmontan del molde y se dejan enfriar como mínimo 24 horas o hasta que la mezcla alcance cierta dureza que permita manipular la placa sin llegar a deformarse o romperse con facilidad.

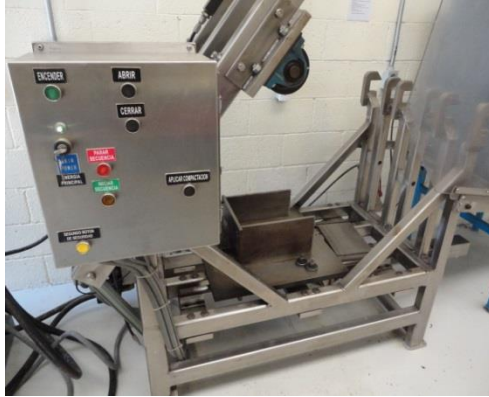


Figura 4. 15. Compactador lineal de amasado.

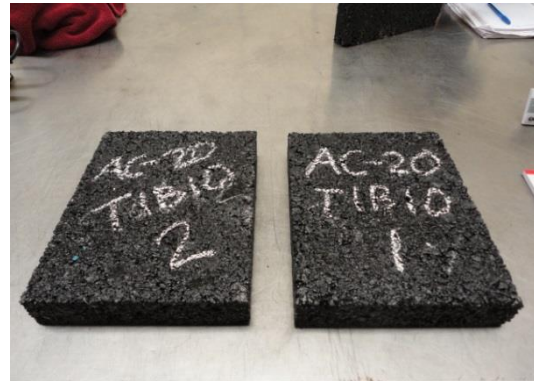


Figura 4. 16. Especímenes por duplicado.

Acondicionamiento

Ya con los especímenes elaborados por duplicado (Figura 4. 16), se procede a obtener la volumetría y calcular el contenido de vacíos . Cada una de las placas se coloca dentro de un molde metálico y se embeben en un mortero combinado con yeso y cemento Portland, dejando endurecer el mortero por un periodo de 24 horas previo a la prueba.

Ensayo

Una vez que están sujetos los especímenes en los moldes, se colocan y ajustan en la máquina de Hamburgo. Debe cuidarse que estos queden bien nivelados y centrados dentro del equipo. Posteriormente se colocan las ruedas metálicas sobre los especímenes. Se programa la máquina para que inicie el llenado con agua de la tina de ensaye, utilizando una temperatura de prueba de $50 \pm 1^\circ \text{C}$ y 20 000 ciclos. La prueba se inicia cuando en la tina se logre cubrir al menos 20 mm de agua sobre los especímenes y el agua se encuentre a temperatura de $50 \pm 1^\circ \text{C}$, permitiendo 30 minutos de acondicionamiento antes de iniciar el ensayo. La prueba deberá finalizar a los 20 000 ciclos o cuando el espécimen alcance una deformación máxima de 10 mm.

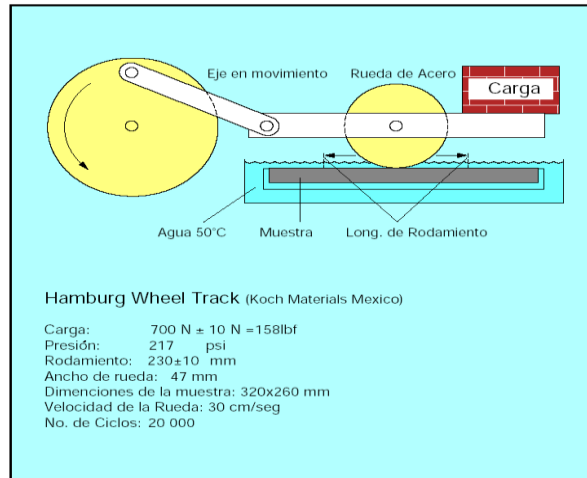


Figura 4. 17. Esquema del funcionamiento de la rueda de Hamburgo.

Resultados

En la Figura 4. 18 se muestra los resultados de la prueba de simulación de la rueda de Hamburgo para la mezcla elaborada con asfalto AC-20 tibio.

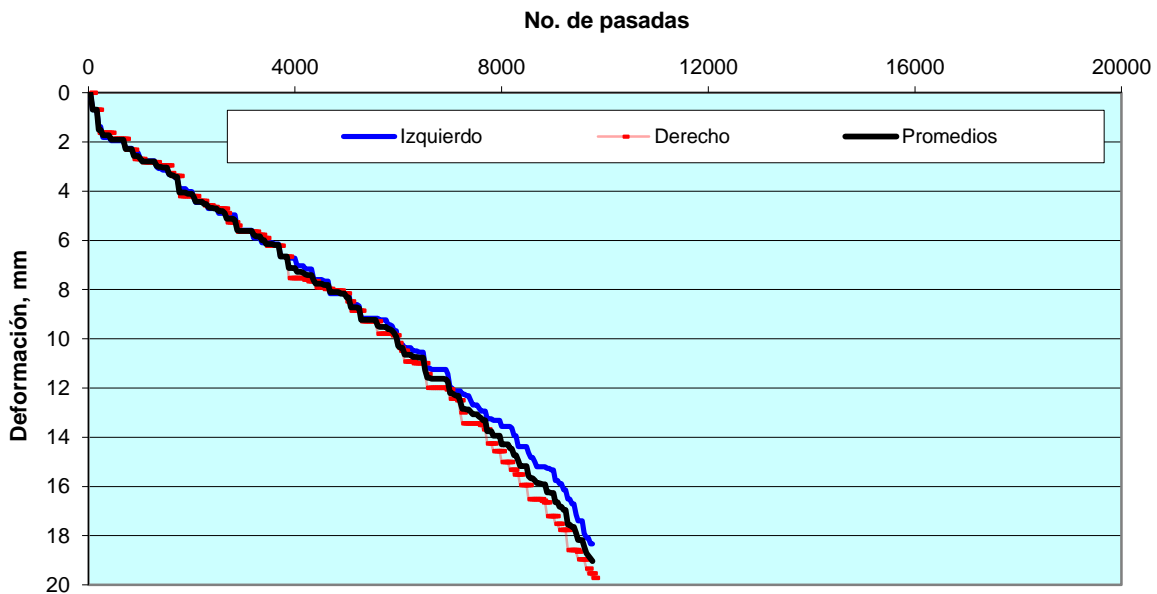


Figura 4. 18. Resultados prueba de Hamburgo para la mezcla asfáltica fabricada con AC-20.

A continuación, en la Figura 4. 19 se muestran los resultados obtenidos de la prueba de la Rueda de Hamburgo para la mezcla fabricada con asfalto PG 70-22 tibio.

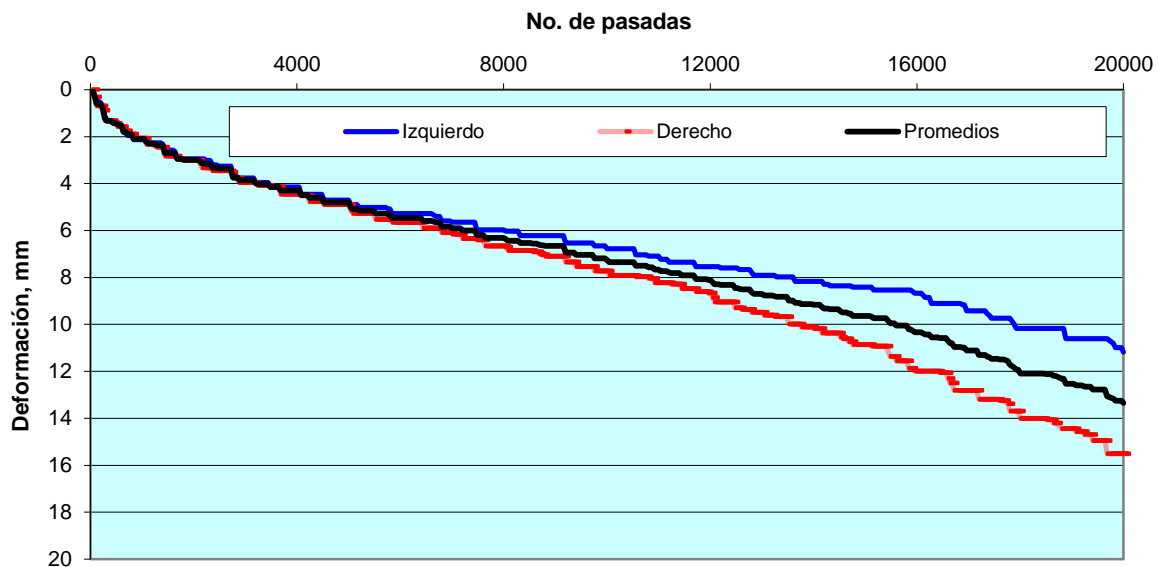


Figura 4. 19. Resultados prueba de Hamburgo para la mezcla asfáltica fabricada con asfalto grado PG 70-22.

Para la mezcla con asfalto PG-76-22 tibio, no fue posible incluir los resultados dentro de este trabajo, toda vez que el equipo presentó defectos al momento del ensayo y tuvieron que desecharse las probetas; sin embargo, los resultados de las otras dos mezclas, nos permiten dar una idea del resultado obtenido.

4.9. Módulo dinámico de la mezcla tibia.

El ensayo de módulo dinámico es una prueba de compresión simple cíclica desarrollada sobre especímenes cilíndricos de mezcla asfáltica de dimensiones de 100 mm de diámetro (4 pulgadas) y 150 mm de altura (6 pulgadas), la cual se utiliza para evaluar la resistencia a las sollicitaciones dinámicas, por lo que se obtienen curvas maestras (variación del módulo con respecto a la temperatura). Esta prueba se desarrolló de acuerdo a la norma AASHTO Designation: T 342-11 (Determinación del módulo dinámico en mezclas asfálticas en caliente).

En este ensayo una carga de compresión axial de tipo sinusoidal se aplica sobre un espécimen cilíndrico de concreto asfáltico bajo un rango de temperaturas y frecuencias de carga esperadas.

Durante la prueba, se mide la magnitud de la carga y la deformación axial a través de una celda electrónica de carga y un sensor de desplazamiento LVDT respectivamente. El módulo dinámico de la mezcla se calcula dividiendo el esfuerzo aplicado entre la deformación unitaria elástica en cada ciclo de carga.

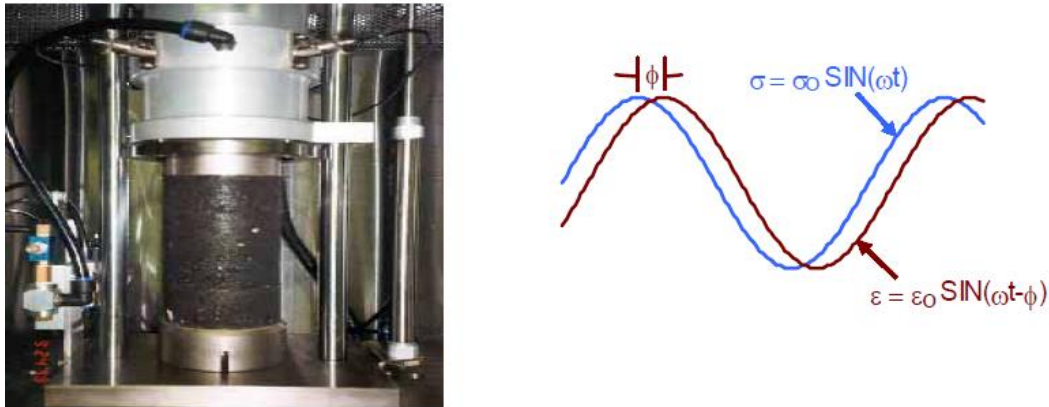


Figura 4. 20. Montaje del ensayo de módulo dinámico en mezclas asfálticas (Garnica Anguas & Correa, 2004).

Preparación de los especímenes.

El ensayo de módulo establece que los especímenes deben ser de forma cilíndrica y dimensiones de 150 mm (6 pulgadas) de altura por 100 mm (4 pulgadas) de diámetro, con un mismo o similar contenido de vacíos, los cuales son fabricados a partir de especímenes de mezcla asfáltica de dimensiones de 175 mm de altura por 150 mm de diámetro.

El contenido de vacíos recomendado es de 4-7%. Para esta tesis, las muestras de especímenes fueron calculadas para obtener un contenido de vacíos de $7 \pm 1\%$. A partir de un procedimiento de prueba y error se determinó que los especímenes de dimensiones 170 mm de altura por 150 mm de diámetro fueran compactados hasta obtener un contenido de vacíos del $9 \pm 1\%$ y al extraer los especímenes finales para el ensayo de módulo, se obtendría un contenido de vacíos del $7 \pm 1\%$.

Preparación de los agregados

Aproximadamente 6,150 gr de material con la misma granulometría de trabajo utilizada en las otras pruebas, fue necesario para producir especímenes de 175 mm de altura por 150 mm de diámetro con un contenido de vacíos de $9 \pm 1 \%$.

Mezclado

La cantidad suficiente para cada espécimen fue mezclada dentro de una cubeta mezcladora. El cemento asfáltico fue previamente calentado en un horno a la temperatura de mezclado. Los agregados fueron calentados por un mínimo de cuatro horas a la temperatura de mezclado. Y aproximadamente una hora antes del mezclado, los moldes de compactación, cucharas y espátulas fueron colocados dentro del horno hasta alcanzar la temperatura de mezclado. Para el mezclado, los agregados se colocaron dentro del cubo mezclador y se le añadió la cantidad óptima de cemento asfáltico. La mezcla se revolvió mecánica y manualmente hasta que el agregado quedara completamente cubierto, aproximadamente dos minutos.

Compactado

Después del mezclado, el material se vació en una charola grande y plana y posteriormente se metió dentro de un horno a temperatura de compactación durante dos horas. Una vez pasadas las dos horas de curado, se sacó del horno y se compactó dentro de un molde de 150 mm de diámetro a una altura de 175 mm en el compactador giratorio Superpave (Figura 3.21). Por cada tipo de asfalto se prepararon 3 especímenes cilíndricos de 150 mm (6 pulgadas) de diámetro y 175 mm (6.7 pulgadas) de altura.

Extracción y cortado de las muestras

De las muestras compactadas se extrajeron corazones de mezcla asfáltica de dimensiones finales 100 mm de diámetro (4 pulgadas) y 150 mm de altura (6 pulgadas), cuidando siempre que las caras quedaran perfectamente lisas, libres

de surcos y fueran perpendiculares al eje del espécimen (Figura 4. 22). Posteriormente se comprobó a partir de obtener la volumetría del espécimen, que el contenido de vacíos de aire determinado para cada uno fuera de 7 ± 0.5 .



Figura 4. 21. Compactador giratorio Superpave.

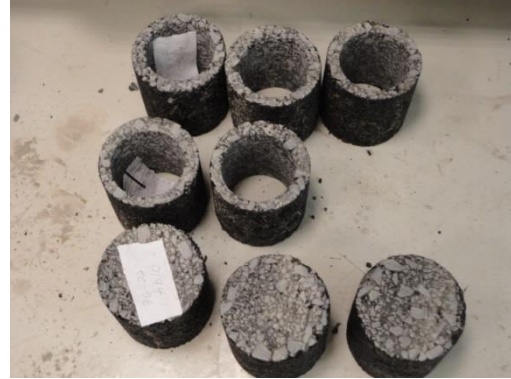


Figura 4. 22. Extracción de especímenes.

Dos sensores LVDT separados a 180° uno del otro se montaron a cada lado de la muestra utilizando un sistema de tornillos y tuercas pegados con un adhesivo a base de resinas epoxi. La deformación axial de la región central de la muestra se calcula promediando la deformación registrada por los dos LVDT.

Ensayo de módulo dinámico.

Las muestras de asfalto fueron ensayadas a cinco temperaturas -10°C , 4°C , 21°C , 37°C y 54°C y seis frecuencias de carga (25 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 1 Hz, 0.5 Hz y 0,1 Hz). Estas se acondicionaron en la cámara ambiental durante al menos dos horas antes de la prueba. La evaluación de los módulos dinámicos se realizó con el equipo UTM “Universal Testing Machine” marca James Cox & Sons. Una vez que paso el tiempo necesario para acondicionar la muestra, esta se coloca centrada sobre la platina de acero del equipo. La placa superior de acero se centra sobre la muestra para asegurar que la carga quede totalmente centrada. El actuador se va bajando gradualmente hasta que toque ligeramente la placa superior.

Una vez finalizada la preparación y montaje del espécimen, la prueba se controlada en su totalidad con el sistema de adquisición de datos CADS del equipo. La carga cíclica se suministra por medio del actuador a través de la placa

de acero colocado en la parte superior de la muestra. Uno a uno, Los especímenes previamente instrumentados con los LVDT's, uno a uno son ensayado a cada una de las 30 combinaciones de temperatura y frecuencia de carga comenzando con la temperatura más baja y continuando hasta llegar a la más elevada.



Figura 4. 23. Ensaye de Módulo dinámico.

Los siguientes datos son registrados periódicamente durante la ejecución de la prueba: módulo dinámico, ángulo de fase, temperatura, frecuencia, la duración de la prueba, la magnitud del esfuerzo y la magnitud de la deformación promedio.

Cálculos

El módulo dinámico complejo E^* se calcula dividiendo la amplitud del esfuerzo sinusoidal aplicada al material entre la amplitud de la deformación sinusoidal resultante. Para cada ciclo de carga, el valor final se promedia y el módulo elástico dinámico se calcula para cada frecuencia de carga como:

$$|E^*| = \frac{|\sigma|}{|\varepsilon|} \quad (4. 3)$$

Dónde:

$|E^*|$ = Modulo dinámico (Mpa).

$|\sigma|$ = Esfuerzo aplicado (kN).

$|\varepsilon|$ = Deformación.

Así mismo, se debe calcular el ángulo de fase que no es más que el desfase entre el valor máximo de esfuerzo y el momento en que ocurre la deformación máxima.

$$\emptyset = \frac{t_i}{t_p} * 360 \quad (4.4)$$

Dónde:

\emptyset = Ángulo de fase (grados).

t_i = Tiempo de atraso promedio entre el ciclo de esfuerzo y el de deformación (seg).

t_p = Tiempo promedio que dura el ciclo de esfuerzo (seg.).

Curvas maestras

Como sabemos, el comportamiento mecánico de un material viscoelástico como el asfalto depende de la temperatura y la velocidad de aplicación de la carga (frecuencia) a la cual el material es ensayado. Con la finalidad de comparar los resultados de módulo dinámico de varias mezclas asfálticas, es importante ajustar una de estas variables. Los datos obtenidos a diferentes temperaturas de prueba deben ser trasladados relacionándolos a un solo tiempo de carga, por lo que lo que serían varias curvas se pueden relacionar a una sola curva de ajuste formando lo que se conoce como “curva maestra”.

La curva maestra permite tener en un solo gráfico a una temperatura de referencia. Para pasar de cada combinación de temperatura-frecuencia se deben usar factores de desplazamiento y modelación matemática para generar una única curva a la temperatura de referencia deseada (Figura 4. 24). En síntesis, el ensayo produce una curva que brinda el modulo del material en un espectro importante de frecuencias a una temperatura.

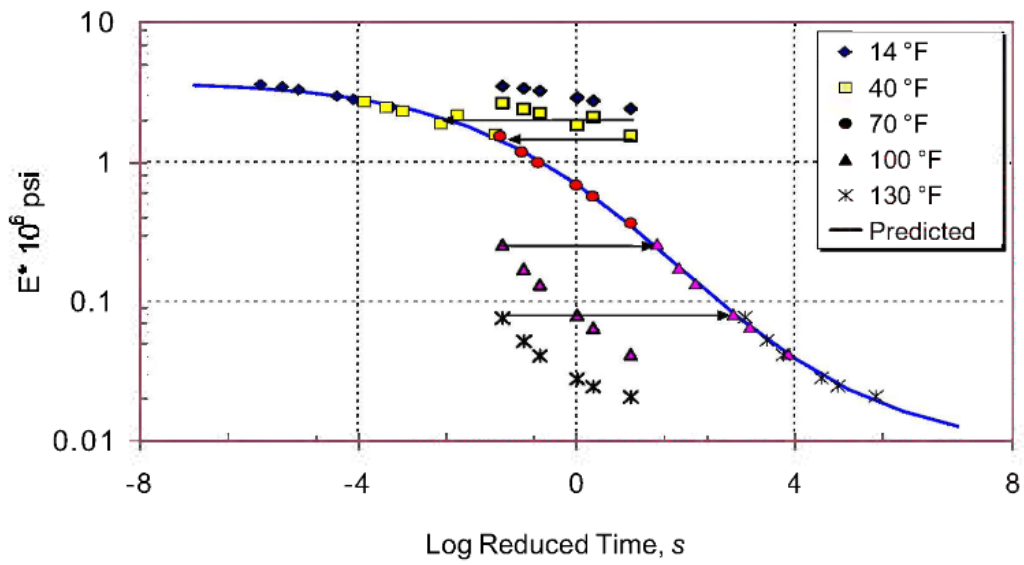


Figura 4. 24. Ejemplo de construcción de una curva maestra.

Resultados

A continuación se presentan las tres curvas maestras obtenidas correspondientes a cada una de las 3 mezclas tibias ensayadas.

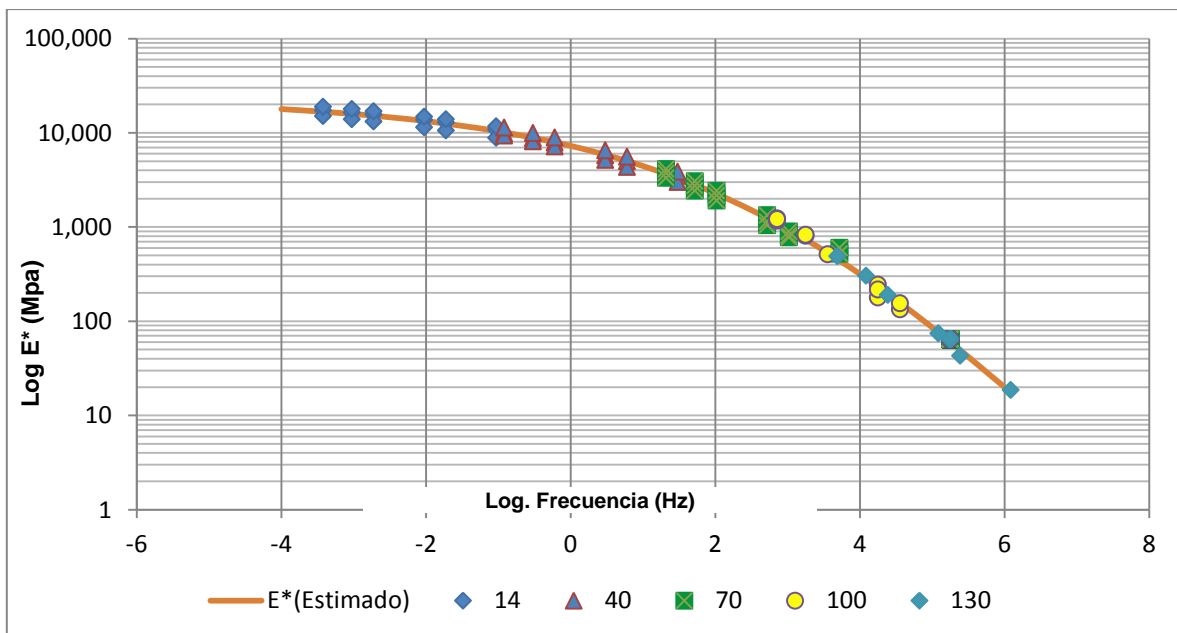


Figura 4. 25. Curva maestra de la mezcla con asfalto AC-20 tibio para una temperatura de referencia de 21°C.

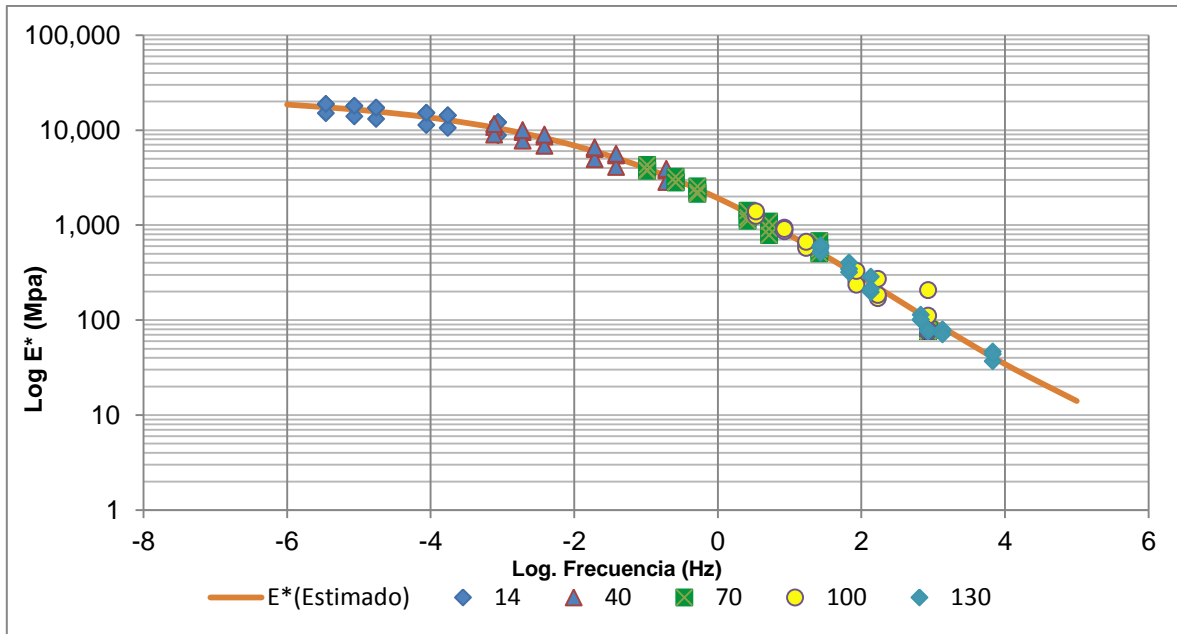


Figura 4. 26. Curva maestra de la mezcla con asfalto PG 70-22 tibio para una temperatura de referencia de 21°C.

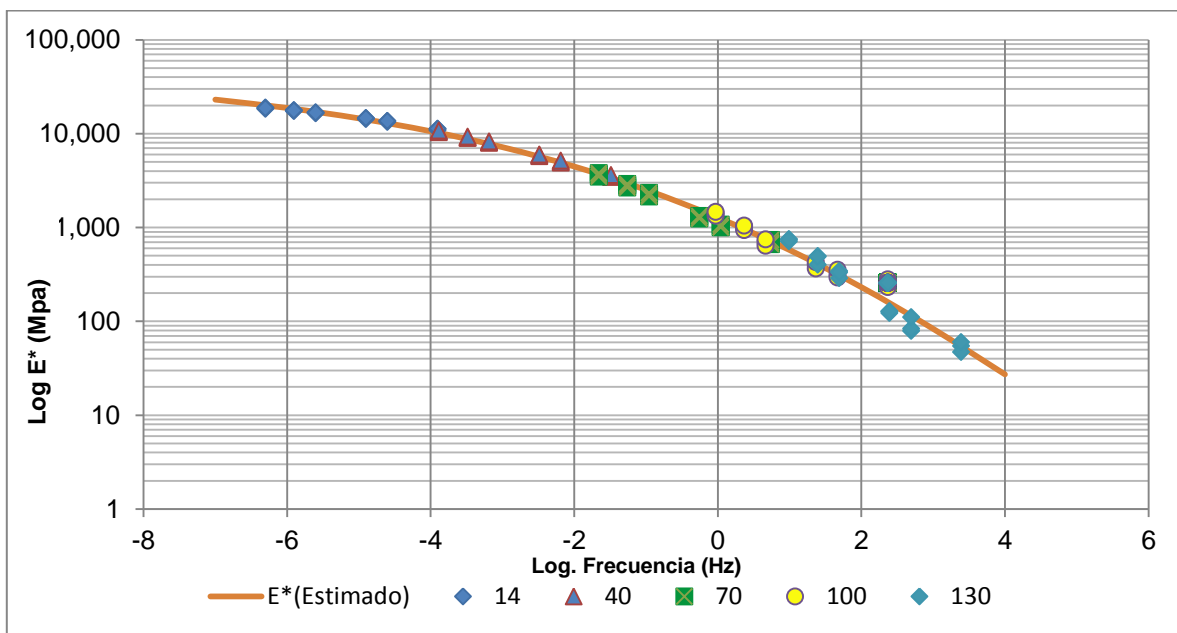


Figura 4. 27. Curva maestra de la mezcla con asfalto PG 76-22 tibio para una temperatura de referencia de 21°C.

4.10. Fatiga a flexión en vigas a cuatro puntos.

Para analizar las mismas mezclas asfálticas a fatiga, se fabricaron probetas más grandes llamadas placas o slabs. Estas placas posteriormente fueron cortadas en forma de vigas prismáticas las cuáles son las que utilizaron en el ensayo.

Para la fabricación de las placas se utilizó un molde de acero provisto de una división central la cual permite fabricar al mismo tiempo dos placas prismáticas de mezcla asfáltica con dimensiones de 45.7 mm de largo por 15.2 m de ancho cada una (Figura 4. 28). Con este molde se logran obtener placas de mezcla asfáltica ya compactas, con espesores de 6.95 cm aproximadamente. En base a estas dimensiones se calculó el volumen necesario de material para un contenido de vacíos de 5 ± 1 % de la mezcla ya compacta (tomando en cuenta que al serrar las placas se estima obtener un 4 ± 1 de vacíos para cada viga).



Figura 4. 28. Molde de acero para la fabricación de slabs.

Granulometría

Una vez conocido el volumen de material necesario para la fabricación de los especímenes, se procedió a calcular las granulometrías de trabajo de cada mezcla. Cabe mencionar, que la fórmula de trabajo empleada es la misma que se utilizó para las demás pruebas, lo único que cambió es el volumen de material empleado en cada caso. En el Anexo 3 se incluyen las fórmulas de trabajo empleadas para cada mezcla.

Preparación de los agregados.

Previo al mezclado de los componentes que integrarán los especímenes, se debe preparar la cantidad de agregado necesario que se utilizará para la fabricación de las probetas. Por lo tanto se debe cribar una cantidad de material suficiente.

Para la fabricación de las probetas se coloca una charola sobre una balanza de precisión ± 0.1 g y se van pesando los agregados, siguiendo la granulometría de cada fórmula de trabajo se calculan los gramos de cada fracción de agregado en la mezcla final. El sistema de medición se hace en peso acumulado de los agregados, del tamaño más grueso (19 mm) al más fino.

Una vez pesados los agregados, se colocan en el horno a una temperatura de entre 110° a 140° C (de acuerdo al tipo de asfalto a utilizar). Como mínimo deben estar 3 horas en el horno antes del proceso de fabricación.

Fabricación de las mezclas

Previo al mezclado, se deben colocar los moldes cilíndricos donde posteriormente se pondrá la mezcla, en un horno a la temperatura de mezclado durante un tiempo de 3 horas mínimo, para que una vez que se introduzca la mezcla, esta no pierda temperatura en contacto con el molde. El asfalto se debe colocar en el horno entre 1h a 1h 30 min antes de llevar a cabo el proceso para que adquiera la consistencia necesaria para la fabricación de la mezcla, pero no debe sobrepasar las 2h 30 min ya que podría tener problemas de envejecimiento prematuro o pérdida de sus propiedades. En función del tipo de asfalto, se colocará a mayor o menor temperatura:

- Asfalto AC-20 tibio: a 110° C.
- Asfalto PG 70-22 tibio: a 130° C.
- Asfalto PG 76-22 tibio: 140° C.

Los agregados se vierten dentro del molde metálico que está a la temperatura de trabajo y se mezclan para que todos los tamaños queden bien repartidos. A continuación, se coloca el recipiente en una balanza de precisión $\pm 0,1$ g, se tara y

se añade la cantidad de asfalto necesaria (6.1 % contenido óptimo de asfalto). Una vez añadido el contenido exacto de asfalto necesario para la mezcla, se coloca el recipiente dentro del mezclador el cual se enciende y se comienza a mezclar los agregados con el asfalto hasta que estén cubiertos totalmente. Este proceso debe hacerse lo más rápido posible, para evitar que el asfalto se enfríe y pierda su consistencia. La mezcla resultante debe ser una mezcla homogénea.

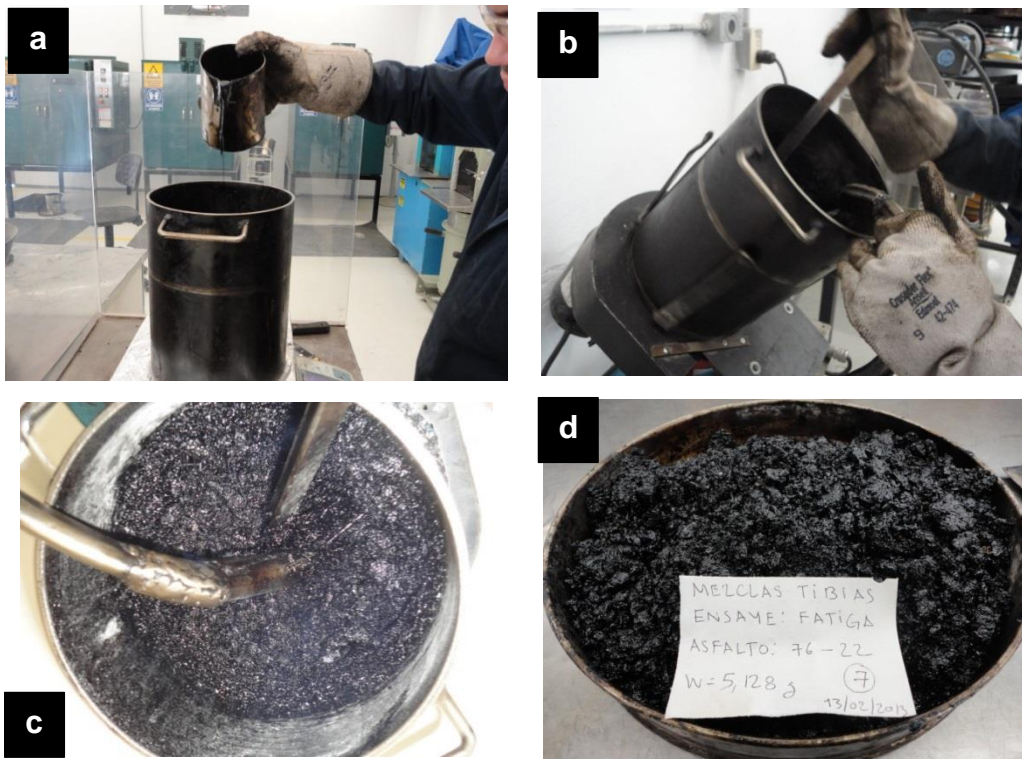


Figura 4. 29. Proceso de fabricación de la mezcla: a) Pesado de los agregados y añadido del asfalto; b) y c) Mezclado de los agregados con el asfalto; d) Mezcla terminada, lista para envejecer en el horno.

Después del mezclado, se coloca la mezcla en una charola, se etiqueta y se mete en el horno para acondicionar previo a la compactación.

Acondicionamiento de la mezcla y compactado en el laboratorio

Una vez hecho el mezclado, la mezcla se somete a un proceso de acondicionamiento o curado introduciéndola en el horno a temperatura de compactación por un periodo de $120 \pm$ minutos. Ello permite simular el envejecimiento de corto plazo que se produce durante el almacenamiento y

transporte de la mezcla asfáltica, dando tiempo además al agregado para absorber el asfalto.

Previo al compactado de la mezcla, las placas que cubren el molde se meten en horno durante un tiempo mínimo de 2 horas, para que cuando se introduzca la mezcla, esta no pierda temperatura al contacto con el molde.

Una vez que se ha cumplido el tiempo de curado de la mezcla, esta se saca del horno y se vacía dentro del molde de manera uniforme evitando la segregación del material. Cabe mencionar que antes de vaciar la mezcla, las paredes del molde se rocían de un aceite en aerosol con la finalidad de que la mezcla no se adhiera demasiado al mismo una vez ya endurecida.

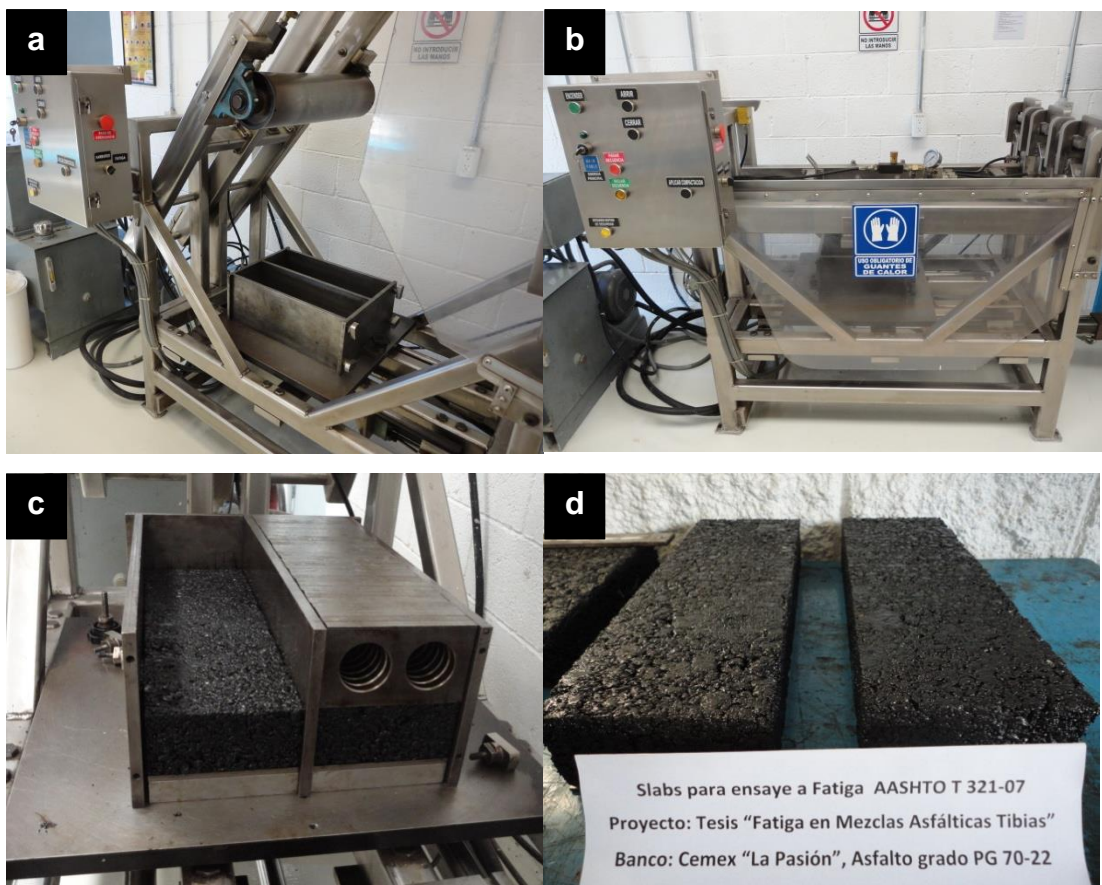


Figura 4. 30. Proceso de compactado de la mezcla: a) Encendido del equipo y colocación del molde; b) Compactado de la mezcla; c) Retiro de las placas compactadoras de acero del slab de mezcla asfáltica compactado; d) Slabs de mezcla asfáltica finales.

La compactación de la mezcla se hizo utilizando el compactador lineal de amasado. Una vez compactada, se retira una de las placas laterales, se quitan las placas compactadoras de acero de la parte superior y se desliza el slab hacia afuera sosteniéndolo firmemente con ambas manos, se lleva a un cuarto a temperatura ambiente y se deja enfriar 24 horas aproximadamente para posteriormente con ayuda de una espátula ir desprendiendo poco a poco la placa de acero inferior, y en seguida se numera.

Una vez fabricadas las placas de mezcla asfáltica se someten a un proceso de acondicionamiento, para obtener las vigas que se requieren para el ensayo a fatiga.

Acondicionamiento

El acondicionamiento de las placas para la obtención final de las vigas de fatiga que se emplearán en el ensayo, comprende las siguientes etapas:

Densidad aparente

La densidad aparente se define como la masa por unidad de volumen incluido el contenido de vacíos. Para este trabajo, su valor se determinó de forma experimental calculando la masa y el volumen de cada placa. La masa (m_1) se obtuvo pesando en seco cada espécimen en una balanza de precisión ± 0.1 g. A continuación se sumerge la probeta en el agua, quedando apoyada sobre una cesta de alambre que está conectada a la balanza y se calcula su peso sumergido. Por lo general se considera suficiente dejar sumergido el espécimen un tiempo de 15 minutos, para que este se estabilice y se sature, obteniendo así el valor correcto del peso sumergido (m_2). Una vez cumplidos los 15 minutos se saca el espécimen del agua, se seca superficialmente y se vuelve a pesar obteniendo así la masa del espécimen saturado superficialmente seco (m_3).

Con estos tres parámetros se determina la densidad aparente del espécimen mediante la siguiente ecuación:

$$\rho_{ap} = \rho_w * \frac{m_1}{(m_3 - m_2)} \quad (4.5)$$

Donde:

m_1 = Masa del espécimen seco (g).

m_2 = Masa del espécimen sumergido en agua (g).

m_3 = Masa del espécimen saturado superficialmente seco (g).

Para el cálculo de la densidad aparente se utilizó el método experimental establecido en la norma ASTM D2726, "Determinación de la gravedad específica, y densidad de mezclas asfálticas no absorbentes".

Los resultados obtenidos del cálculo de la densidad aparente de cada placa, se pueden consultar en el Anexo 4 (Densidades y contenidos de vacíos), donde se muestran las densidades aparentes de cada placa.

Contenido de vacíos

Una vez calculada la densidad aparente de cada una de las placas, se obtiene el contenido de vacíos a partir del procedimiento ASTM D 3203 (Método de prueba para determinar el porcentaje de vacíos de aire en mezclas asfálticas densas y abiertas). El contenido de vacíos de una mezcla es el volumen ocupado por los huecos de aire en un espécimen de mezcla asfáltica, expresado en porcentaje del volumen total del espécimen.

Para calcular el contenido de vacíos de una mezcla es necesario conocer la gravedad específica neta (G_{mb}) y la gravedad específica teórica máxima de la mezcla (G_{mm}).

La gravedad específica neta (G_{mb}) como se mencionó anteriormente, se define como la masa por unidad de volumen, incluidos los vacíos llenos de aire, de un espécimen de mezcla asfáltica a una temperatura de ensayo conocida.

La gravedad específica teórica máxima de la mezcla (G_{mm}) se define como la masa por unidad de volumen sin incluir los huecos o vacíos de aire, de un material asfáltico a una temperatura conocida.

Por lo tanto, el porcentaje de huecos de una mezcla se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\% \text{ Vacios} = 100 * \frac{(G_{mm} - G_{mb})}{(G_{mm})} \quad (4.6)$$

Donde:

% vacíos= Contenido de vacíos llenos de aire en la mezcla (%).

G_{mm} = Densidad teórica máxima de la mezcla (kg/m^3).

G_{mb} = Densidad aparente del espécimen (kg/m^3).

La gravedad específica neta (G_{mb}) del espécimen se calcula siguiendo el procedimiento experimental explicado en el inciso 3.7.1 En tanto que la gravedad específica teórica máxima de la mezcla (G_{mm}), se utilizaron los valores obtenidos en el inciso 3.7.2 ya que para cada mezcla estos valores no cambian y son los mismos que se utilizan para cada prueba.

Cortado de las placas

Una vez fabricada la placa y habiendo corroborado su G_{mb} y contenido de vacíos, se procede a preparar para ser cortada y obtener las vigas de acuerdo a las dimensiones establecidas en la norma para cada espécimen, estos es 380 x 63 x 50 mm.

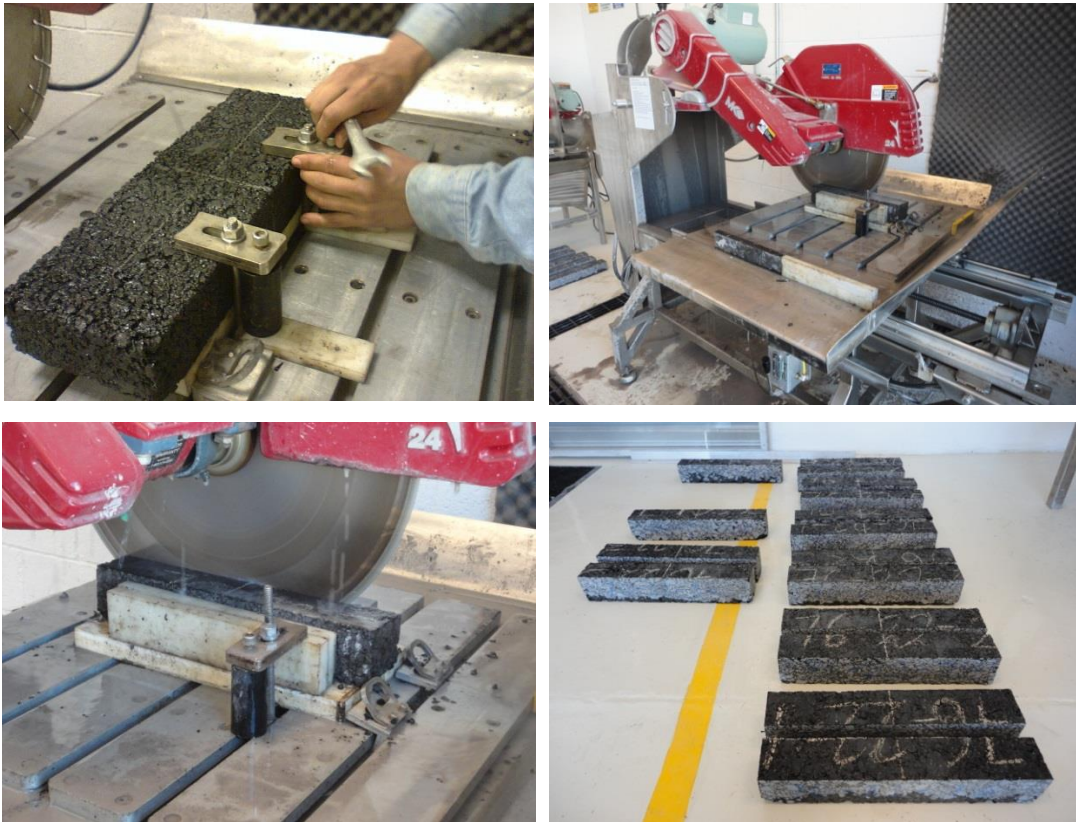


Figura 4. 31. Proceso de cortado de las placas.

Determinación de la densidad y contenido de vacíos de las vigas

Para determinar estas propiedades se siguió el mismo procedimiento utilizado en los slabs de mezcla asfáltica, el cual fue descrito en el inciso anterior.

Ensayo a fatiga en cuatro puntos de apoyo.

Introducción

Como se mencionó, la fatiga se define como la pérdida de resistencia de un material cuando está sometido a la aplicación de cargas repetidas. La resistencia a la fatiga es una de las propiedades más importantes en lo que se refiere al diseño de pavimentos, toda vez que se trata de un parámetro que va muy ligado a la vida de un pavimento.

Este ensayo trata de caracterizar el comportamiento de las mezclas asfálticas sometidas a cargas de fatiga en un equipo de flexión en cuatro puntos, utilizando

probetas de forma prismática. Las vigas pueden ser ensayadas a diferentes niveles de esfuerzo o deformación en base al modo de prueba. Los resultados del ensaye se utilizan para establecer una ley de fatiga para cada tipo de mezcla asfáltica.

El modo de carga a esfuerzo constante se considera aplicable a carpetas asfálticas usualmente mayores de entre 6 a 8 pulgadas, en tanto que el modo de prueba a deformación constante se considera aplicable a capas asfálticas de menos de 2 pulgadas (Geotechnical Consulting and Testing Systems, 2007). En nuestro caso, para nuestra investigación estaremos aplicando un modo de prueba a deformación controlada toda vez que en México se aplican regularmente carpetas de tipo delgadas de espesor promedio de entre 2”.

Descripción y procedimiento del ensayo

Este ensayo es el más recomendado para caracterizar la vida a fatiga de las mezclas asfálticas. En esta prueba, las mordazas interiores y exteriores se encuentran situadas simétricamente, y se utilizan probetas rectangulares de forma prismática.

La flexocompresión se realiza por medio de la aplicación de carga en dos puntos interiores (mordazas interiores), en sentido vertical y perpendicular al eje longitudinal de la probeta. La configuración de la carga crea un momento constante, y por lo tanto, una deformación constante entre las mordazas interiores. Esta carga aplicada debe variar de forma sinusoidalmente. Durante el ensaye, la carga necesaria para la flexión de la probeta, la deflexión y el desfase (ángulo de fase) entre estas dos señales, se debe medir en función del tiempo.

En este caso, para cada tipo de asfalto se fabricaron 6 placas o slabs. A partir de cada slab se extrajeron dos probetas rectangulares y prismáticas, listas para ser ensayadas en el equipo de fatiga, obteniéndose así un total de 36 probetas ensayadas, 12 para cada tipo de asfalto.

Cabe destacar, que la prueba requiere de al menos 6 especímenes ensayados a distintos niveles de deformación para definir completamente una ley de fatiga para cada asfalto; sin embargo, se consideró necesario preparar 6 especímenes adicionales con el objetivo de obtener resultados más representativos para cada tipo de mezcla y en su caso excluir resultados atípicos o vigas que pudieran dañarse repentinamente durante el acondicionamiento o el ensaye.

Antes de iniciar el ensayo, los especímenes se deben colocar en un cuarto a temperatura ambiente 20.0 ± 0.5 ° C durante 2 horas para asegurar que se encuentren a la temperatura de ensaye al momento de la prueba. Los especímenes deben ser pesados y registradas sus dimensiones: ancho, largo y altura.

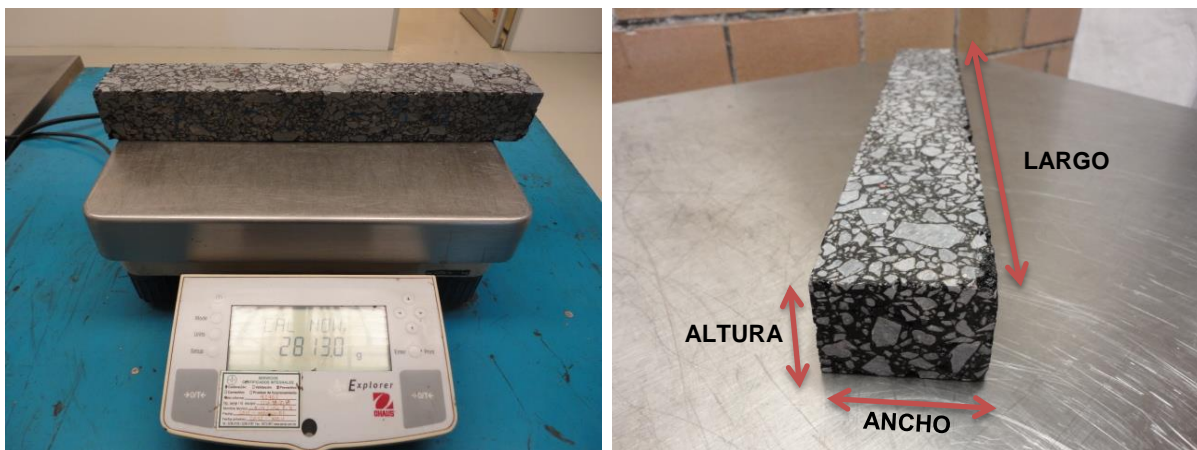


Figura 4. 32. Probeta primaria (pesado y dimensionamiento).

Equipo

El equipo que se utilizó para efectuar el ensaye de fatiga, se le conoce como UTM “Universal Testing Machine” y se ocupa comúnmente para llevar a cabo pruebas de fatiga y de módulo dinámico. El sistema de esta máquina tiene cuatro componentes principales (Figura 4. 33): El sistema de control de adquisición de datos (CADS), el sistema hidráulico, la computadora y la cámara ambiental. El CADS captura y digitaliza las señales análogas de los transductores y entonces transfiere estos datos a la computadora para su procesamiento posterior.

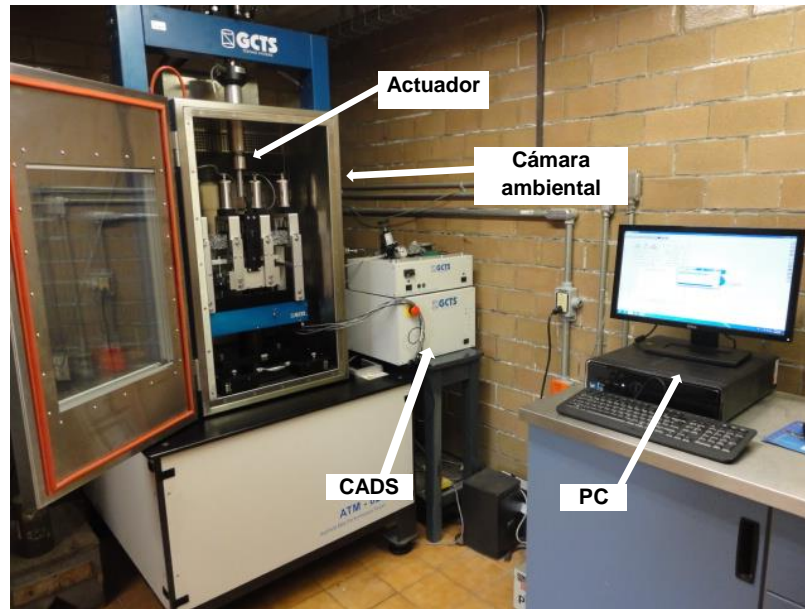


Figura 4. 33.- Componentes principales del equipo de prueba de fatiga.

En esta investigación, la prueba de fatiga a flexión se realizó bajo el modo de deformación controlada, de tal manera que las vigas de 50 mm de alto, 63 mm de ancho y 380 mm de largo, obtenidas de los slabs compactados se ensayan en la máquina de prueba universal. Un sensor LVDT se utilizó para medir las diferentes deflexiones a partir del eje neutral del espécimen. La carga aplicada por el actuador se controla a partir del sistema de control de adquisición de datos (CADS), de tal forma que la deformación en la fibra extrema de la viga es constante e igual a la deformación deseada.

El espécimen a ensayar se introduce en el equipo de fatiga a manera que quede bien centrado sobre la guía de apoyo y alineado con respecto a su eje (Figura 4. 34).

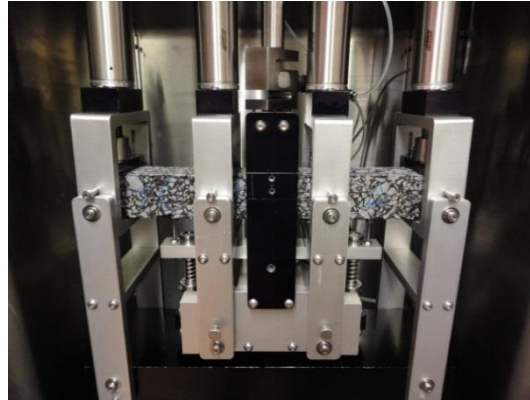


Figura 4. 34. Montaje de la viga en el equipo de fatiga.

Configuración y ejecución de la prueba

La configuración de la prueba consiste en la introducción de los datos necesarios que requiere el programa para iniciar el ensaye. Para lo cual es necesario definir previamente las condiciones de la prueba.

El ensaye de fatiga a flexión se realizó utilizando el equipo de fatiga por flexo-compresión a cuatro puntos de apoyo el cual fue proporcionado por el laboratorio de vías terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Universidad Autónoma de México). El software que emplea este aparato es el GCTS CADS software.

Se enciende el equipo, y desde el software de operación se ejecuta el programa entonces se debe configurar la prueba a realizar. En la pantalla aparece el siguiente cuadro:

En el panel de control del ensaye de fatiga, se especifican las dimensiones de la viga, el peso de la probeta, el número de ciclos y la frecuencia de carga. Los sensores de deformación y de carga deben resetearse y colocarse en ceros. En la mayoría de los casos la prueba se ejecutó a 1'000,000 (un millón) de ciclos o hasta que la rigidez se reduzca a un 50% de la rigidez original.

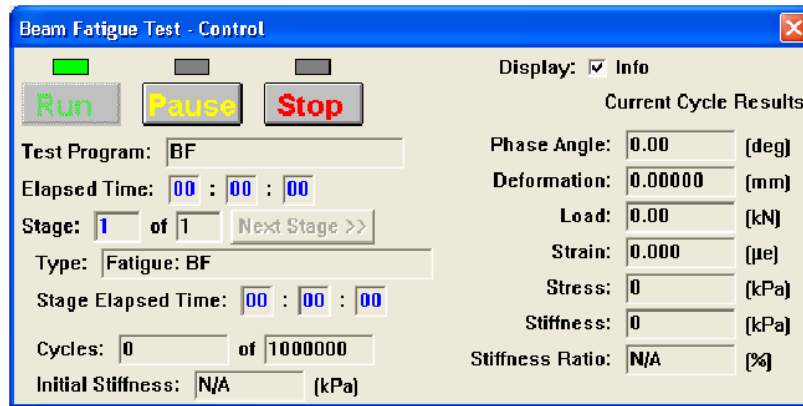


Figura 4. 35. Panel de control para el ensaye de fatiga a cuatro puntos de apoyo.

Por lo tanto, para un mismo asfalto tenemos 12 probetas a ensayar a flexión, por lo que a cada una de ellas se le va variando la deformación inicial para analizar cómo se comporta el material, y posteriormente con los resultados obtenidos de cada probeta, poder interpolar así la ley de fatiga del material.

Finalmente los resultados que se obtienen una vez ensayadas las probetas son:

- Módulo de rigidez inicial.
- Deformación inicial (impuesta).
- No. de ciclos al fallo (de acuerdo al criterio de fallo establecido en la Norma AASHTO Designation: T 321-07, éste se produce cuando se alcanza la reducción del 50% del módulo inicial).

A partir de estos datos, se dibuja la gráfica “*Módulo de rigidez-Número de ciclos hasta el fallo*” para cada tipo de mezcla y se calcula la ley de fatiga de las mezclas mediante el gráfico “*Deformación-Número de ciclos hasta el fallo*”. Este último gráfico, mediante el cual obtenemos la ley de fatiga de cada una de las mezclas, se traza como una aproximación lineal de los resultados puntuales obtenidos (correspondientes cada uno de ellos a cada una de las probetas ensayadas).

CAPÍTULO 5

Resultados y análisis

5.1. Introducción.

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del ensaye de fatiga en vigas a flexión en cuatro puntos y su correspondiente análisis. Como se mencionó en el capítulo anterior, para este estudio se fabricaron tres tipos de mezclas asfálticas todas tienen la misma granulometría y contenido de asfalto. La primera mezcla se fabricó con un asfalto convencional AC-20, la segunda con un asfalto PG 70-22 y la última con un PG 76-22 (todos ellos asfaltos tibios). Cada una de las probetas fabricadas se ensayó a una temperatura de 20° C y una frecuencia de 10 Hertz de acuerdo a lo indicado en la norma AASHTO Designation: T 321-07 (Determining the fatigue life of compacted Hot Mix Asphalt HMA subjected to repeated flexural bending).

Todos los ensayes se corrieron bajo el modo de deformación constante dentro de un rango de niveles de deformación de 250 a 750 *microdeformaciones*, hasta alcanzar un 1'000,000 (millón) de ciclos de repeticiones de carga o hasta que la rigidez de la viga disminuya al 50% de su valor inicial, como lo establece la norma AASHTO Designación: T 321-07.

5.2. Gravedad específica bruta y contenido de vacíos.

Se fabricaron un total de 36 probetas para ensayarlas a fatiga, las cuales se dividieron en tres grupos uno por cada tipo de asfalto. De las 36 vigas fabricadas, se tuvieron que desestimar algunas debido a que presentaron valores de contenidos de vacíos fuera de las tolerancias establecidas (4 ± 1 %), así mismo debido a que en algunos casos se obtuvieron resultados muy dispersos y heterogéneos, los cuales no permitían extraer conclusiones claras.

A continuación la Tabla 5.1, muestra las densidades, el contenido de vacíos, la desviación estándar y el coeficiente de variación promedio para cada serie de probetas (en función del tipo de asfalto) de cada una de las mezclas. Es decir el valor promedio de cada serie formada por 12 probetas.

Tipo de mezcla tibia	Gravedad específica bruta G_{mb} (g/cm ³)	Contenido de vacíos (%)	Desviación estándar	Coefficiente de variación
AC-20	2.325	4.30	0.0125	0.5382
PG 70-22	2.311	5.46	0.0175	0.7557
PG 76-22	2.325	4.50	0.0105	0.453

Tabla 5. 1.- Gravedad específica bruta, contenido de vacíos, desviación estándar y coeficiente de variación (valores promedio de las probetas para el ensayo de fatiga).

La desviación estándar, nos informa de la media de distancias que tienen los datos respecto a su media aritmética (promedio).

El coeficiente de variación es una medida de dispersión que sirve para comparar variables que están relacionadas estadísticamente pero están a distintas escalas.

Como se observa en la Tabla 5.1, todos los valores obtenidos correspondientes a la desviación estándar y al coeficiente de variación son relativamente bajos, es decir, que a menor valor del coeficiente de variación (C_v) habrá una mayor homogeneidad en los valores de la variable (Gravedad específica bruta G_{mb}), por lo tanto, los valores de cada probeta y el valor promedio de todas las demás probetas son muy similares, tal y como lo demuestran la desviación estándar y el coeficiente de variación.

En el *Anexo 4: Ensayo de Fatiga en cuatro puntos: Densidades y Contenido de Vacíos para el Ensayo a Fatiga*, se encuentra la densidad aparente, el contenido de vacíos, la desviación estándar y el coeficiente de variación volumétrica que corresponde a cada placa (18) y a cada probeta (36).

5.3. Gráfico Módulo vs No. de ciclos a la falla.

Una vez ensayada todas la serie de probetas y con los datos experimentales obtenidos del ensayo a fatiga, se graficaron en primer lugar las curvas *Módulo de rigidez vs Número de ciclos a la falla*. Con estos gráficos, se observa si las probetas llegan a la falla por fatiga con el fin de establecer la ley de fatiga correcta para cada tipo de mezcla. Para ello, se les aplica una deformación inicial a una

frecuencia constante de 10 Hz a una temperatura de 20° C y se continúa aplicando los ciclos de carga hasta que disminuye la rigidez inicial del espécimen al 50%, valor determinado como criterio de falla del espécimen de acuerdo a la norma citada anteriormente.

Como se comentó en el *Capítulo 3. Fatiga en mezclas asfálticas*, las curvas de evolución de la falla por fatiga siguen una forma de “S” donde, según Baaj y Di Benedetto (Pérez Jiménez, Valdéz, Botella, Miró, & Martínez, 2011) el proceso de degradación por fatiga de una mezcla asfáltica se puede establecer en tres etapas o fases. Las curvas *Módulo de rigidez vs No. de ciclos* hasta alcanzar la falla, mostradas a continuación, siguen esta forma considerando que dichas probetas ensayadas a fatiga se rompen cuando alcanzan finalmente la fase III (la etapa de ruptura) y donde el módulo decrece a mayor velocidad, además de que las macrofisuras (y por tanto, el daño) progresan rápidamente (ver Figura 3.11.).

Para la mezcla con asfalto AC-20 tibio solamente se graficaron 6 probetas (Figura 5.1), donde claramente se aprecia que a partir del ciclo 50 la disminución del módulo es progresiva hasta llegar al ciclo en el cual el modulo desciende más rápidamente y decae lo cual se da antes del millón de ciclos.

Otra forma de representar esta disminución es graficando en escala normal el número de repeticiones vs módulo de rigidez (%), como una manera de ver más claramente la caída del módulo en cada una de las vigas; cabe mencionar, que esta representación no es la que se establece en la norma de referencia, sin embargo, se decide presentarla con la finalidad de hacerle más entendible al lector el efecto que lleva consigo la fatiga en la mezcla asfáltica (Figura 5.2).

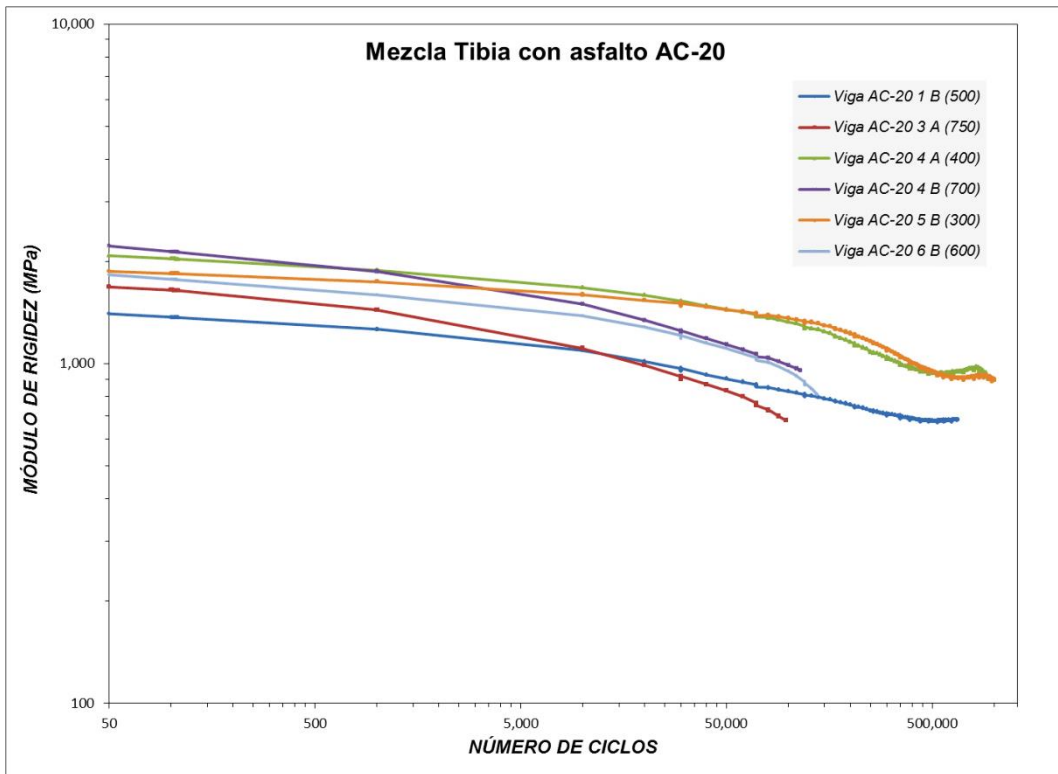


Figura 5. 1.- Gráfico Módulo vs N° de ciclos para el asfalto tibio AC-20.

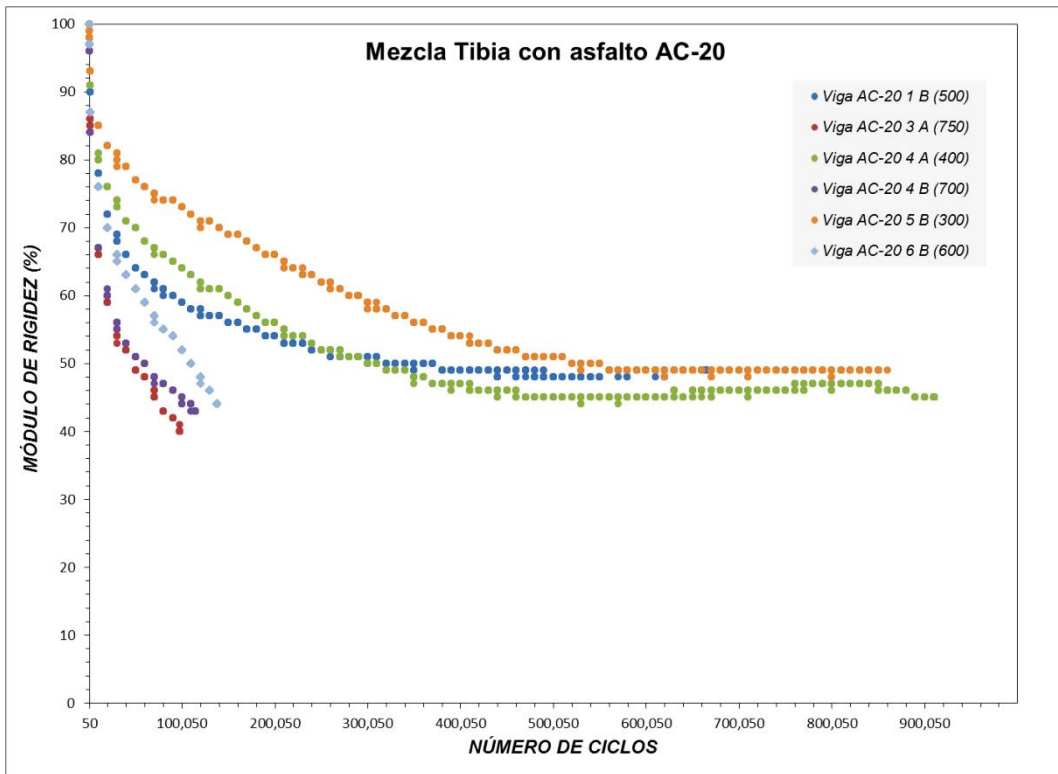


Figura 5. 2.- Gráfico Módulo (%) vs N° de ciclos para el asfalto tibio AC-20.

A continuación se presentan los resultados obtenidos en la prueba para cada una de las vigas ensayadas a fatiga y que corresponden a la mezcla con asfalto AC-20 tibio (Tabla 5.2).

No.	Viga	Nivel de deformación (micro e)	Esfuerzo (k Pa)	Rigidez inicial (M Pa)	Ciclo al fallo
1	AC 20_1 B	500	696.0	1,402.23	300,007.00
2	AC 20_3 A	750	1,289.0	1,681.41	50,000.00
3	AC 20_4 A	400	837.0	2,078.74	300,000.00
4	AC 20_4 B	700	1,588.0	2,220.04	60,000.00
5	AC 20_5 B	300	566.0	1,868.79	530,008.00
6	AC 20_6 B	600	1,122.0	1,826.52	110,000.00

Tabla 5. 2.- Resumen de resultados del ensayo a fatiga por viga (asfalto AC-20 tibio).

Para el caso segundo caso (mezcla con asfalto PG 70-22 tibio), se graficaron siete probetas, las cuales fueron las que redujeron el 50% del módulo inicial antes de llegar al millón de ciclos. En este tipo de mezcla, se observa que la curva *Módulo de rigidez vs No. de ciclos*, presenta prácticamente el comportamiento típico de este tipo de ensayo en el que se aprecia una disminución gradual de la rigidez en las primeras repeticiones de carga; sin embargo, al aproximarse al millón de ciclos cae repentinamente reflejando la falla de la probeta (Figura 5.3). En él, se logra apreciar una mayor uniformidad en los resultados y un mejor desarrollo de la curva de fallo en comparación con la de la mezcla anterior.

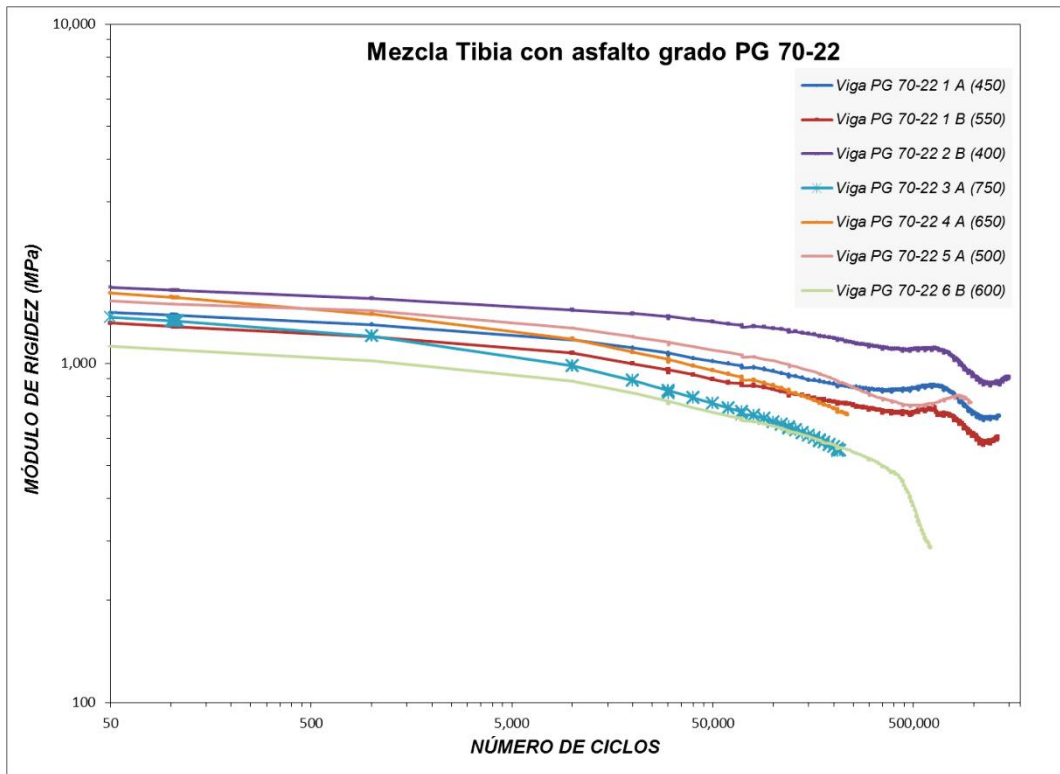


Figura 5. 3.- Gráfico Módulo vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 70-22.

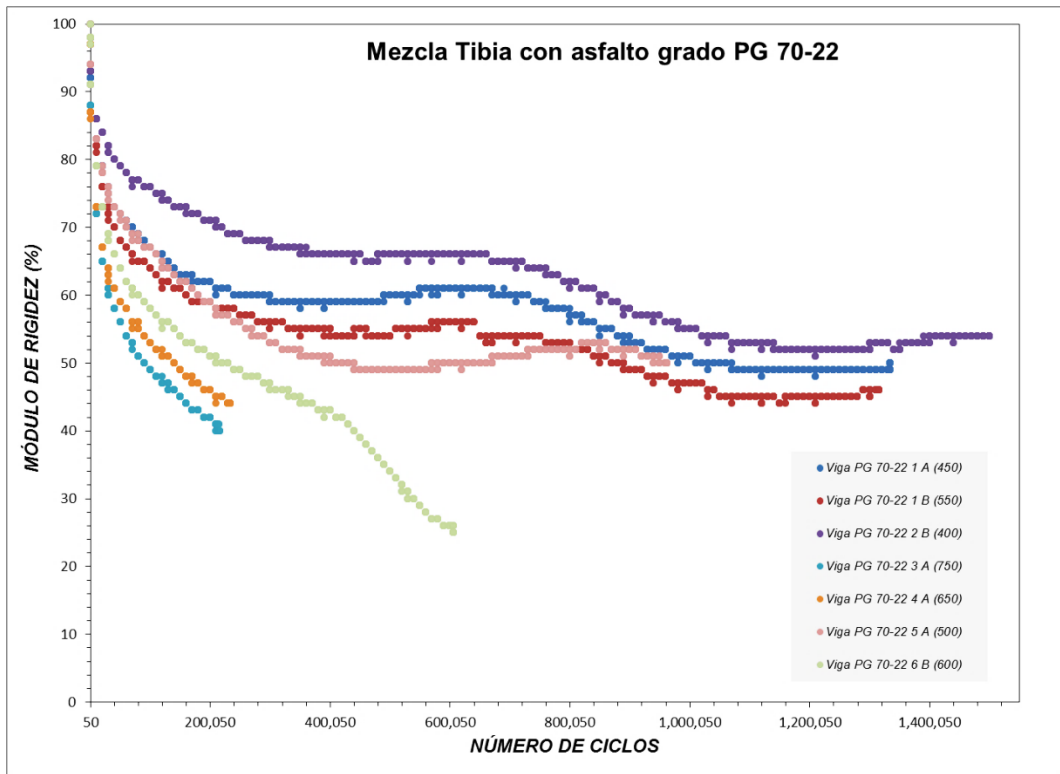


Figura 5. 4.- Gráfico Módulo (%) vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 70-22.

Las curvas de *Módulo de Rigidez vs No de Ciclos* al fallo son muy similares en el caso de la mezcla con asfalto convencional AC-20 y PG 70-22, ya que ambas tienen una tendencia alargada con pendiente descendente y en algunos casos específicamente con nivel de deformación elevado fallan antes del 1´000,000 de ciclos y su rigidez se desploma. A continuación se presenta en la tabla 5.3 el resumen resultados por viga para este tipo de mezcla, obtenidos del ensaye de fatiga por flexión en cuatro puntos

No.	Viga	Nivel de deformación (micro e)	Esfuerzo (k Pa)	Rigidez inicial (M Pa)	Ciclo al fallo
1	70-22_1 A	450	649.0	1,413.66	1,020,000.00
2	70-22_1 B	550	750.0	1,316.94	880,009.00
3	70-22_2 B	400	694.0	1,675.06	1,500,000.00
4	70-22_3 A	750	1,065.0	1,368.56	90,000.00
5	70-22_4 A	650	1,077.0	1,612.14	140,000.00
6	70-22_5 A	500	786.0	1,529.15	430,000.00
7	70-22_6 B	600	699.0	1,123.53	220,000.00

Tabla 5. 3.- Resumen de resultados del ensaye a fatiga por viga (PG 70-22 tibio).

La tendencia de las curvas de la Figura 5.3 pertenecientes al asfalto PG 76-22 es significativamente más tendida y alargada en comparación con la de los demás asfaltos, su rigidez no se desploma de forma significativa como la del asfalto PG 70-22 y en su mayoría todas las probetas fallaron antes de llegar al millón de ciclos. El resto de las probetas requieren de un mayor número de ciclos para llegar al fallo por fatiga y por lo tanto, una mayor duración del ensayo.

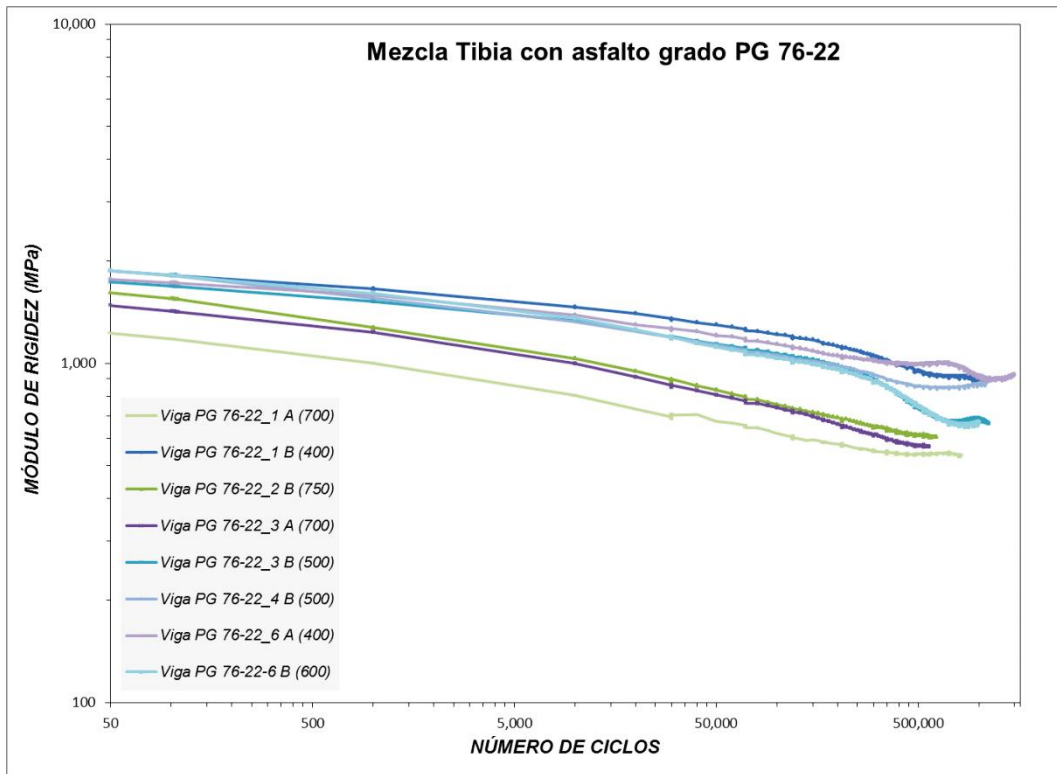


Figura 5. 5.- Gráfico Módulo vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 76-22.

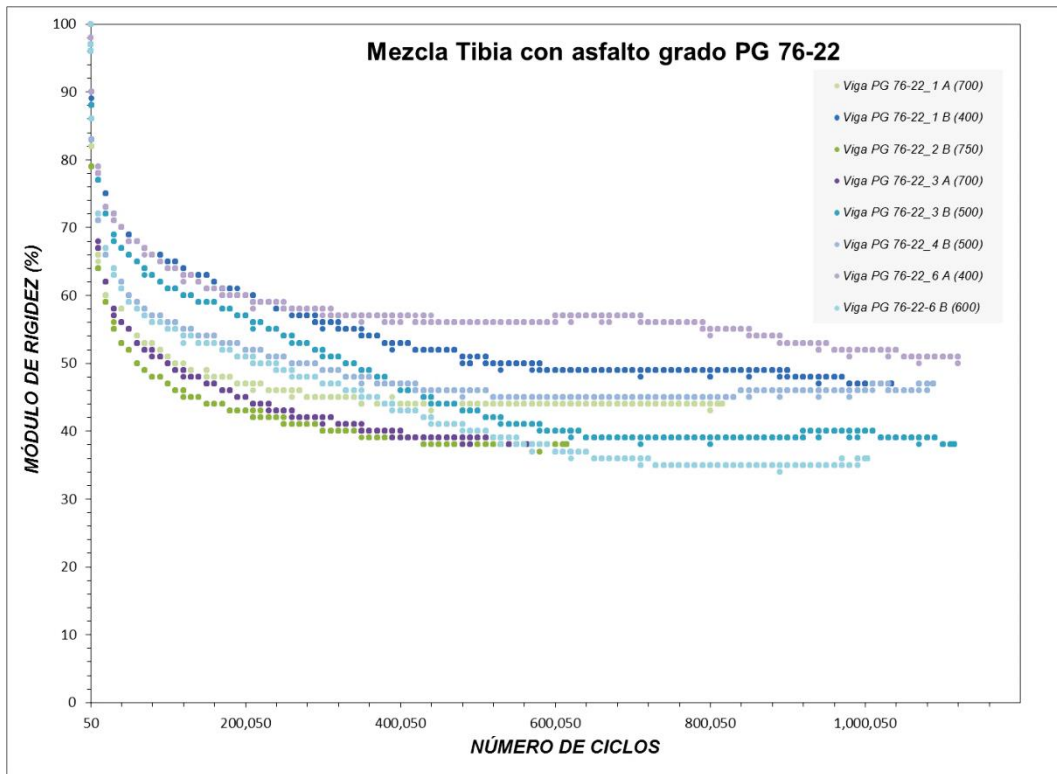


Figura 5. 6.- Gráfico Módulo (%) vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 76-22.

No.	Viga	Nivel de deformación (micro e)	Esfuerzo (k Pa)	Rigidez inicial (M Pa)	Ciclo al fallo
1	76-22_1 A	750	955.0	1,227.78	110,000.00
2	76-22_1 B	400	781.0	1,875.08	540,000.00
3	76-22_2 B	750	1,233.0	1,614.91	60,005.00
4	76-22_3 A	700	1,075.0	1,480.73	100,005.00
5	76-22_3 B	500	904.0	1,737.79	340,000.00
6	76-22_4 B	500	967.0	1,877.49	270,000.00
7	76-22_6 A	400	735.0	1,769.12	1,210,009.00
8	76-22_6 B	600	1,171.0	1,879.17	230,000.00

Tabla 5. 4.- Resumen de resultados ensaye fatiga para cada viga.

Una vez con los resultados obtenidos de estas tres mezclas, se pueden observar que las mezclas tibias con asfalto modificado (grado PG) presentan módulos de rigidez menos elevados que la mezcla con asfalto tibio AC-20; lo cual nos indica el carácter fluido de este tipo de mezcla, ya que al tratarse de un asfalto modificado, y por lo tanto, más dúctil y de menor rigidez, hace que dichas probetas sean más difíciles de alcanzar el fallo por fatiga y, por lo tanto, se pone de manifiesto una menor variabilidad en el comportamiento de cada probeta y una menor dispersión de los resultados obtenidos en la gráfica.

Si buscamos denotar una gran diferencia entre los gráficos anteriores por tipo de mezcla, veremos que resulta complejo, ya que son muy similares entre sí; sin embargo, al analizar más a detalle cada uno de ellos y compararlos entre los tres, veremos que conforme avanza el número de ciclos existe mayor disminución del módulo de rigidez para el asfalto tibio PG 76-22. Así mismo, se puede observar que para este tipo de mezcla es necesario alargar el ensayo todavía más y posiblemente imponer una deformación mayor para lograr la falla de la probeta.

Lo anterior, demuestra que la mezcla formada por el asfalto tibio PG 76-22 resulta ser más dúctil que las otras dos, por lo que resiste un mayor número de ciclos antes de fallar, al contrario las mezclas más rígidas las cuales soportan menos deformaciones y llegan antes al fallo. Mucho influye además la temperatura a la que se ejecute el ensaye, ya que al ser mayor la mezcla se comporta más fluida lo contrario sucede si reducimos la temperatura, la mezcla endurece y se vuelve frágil.

La propiedad de resistir de una mejor manera las variaciones de temperatura se obtiene del polímero adicionado al asfalto, es por esa razón que los asfaltos modificados son más resistentes a las deformaciones impuestas por el paso repetido de las cargas de tráfico y cambios de temperatura, más adelante se verá que estos tipos de mezclas fueron las que presentaron leyes de fatiga más favorables en comparación con el asfalto tibio convencional AC-20.

5.4. Gráfico Energía disipada vs No. de ciclos a la falla.

La norma AASHTO T 321-07 considera que la vida a fatiga depende de la acumulación de energía disipada en cada ciclo de carga y la acumulación de esta se puede calcular como el área bajo la curva de la relación energía disipada versus los ciclos de carga o números de ciclos N , es por esto que se graficaron los resultados de energía disipada obtenidos en cada una de las vigas ensayadas para ciertos ciclos en particular, como se muestra en las gráficas siguientes (Fig. 5.7, 5.8 y 5.9), la correlación entre la energía disipada por ciclo de carga indican que durante los primeros ciclos del ensaye la energía disipada se reduce ligeramente, sin embargo, más adelante comienza una reducción mayor y más rápida conforme la viga alcanza el 50% de su rigidez inicial.

Este tipo de comportamiento es característico en los ensayos de fatiga a deformación controlada, en los cuales se exhibe esta reducción conforme se incrementan los números de ciclos o repeticiones. Cantidades grandes de energía disipada acumulada se pueden asociar a una elevada resistencia de vida a la fatiga.

Para los tres tipos de mezclas utilizadas se observa que la cantidad de energía disipada es mayor conforme aumentamos el nivel de deformación aplicado en el ensaye, es decir que mayores niveles de deformación se incrementa la cantidades de energía disipada, lo cual resulta comprensible si entendemos que al aplicar mayor deformación en la prueba vamos a requerir de mayor energía en el aparato para generarla es por esto que la energía que se disipa también es mayor.

En los tres tipos de mezclas, la energía disipada de las vigas a fatiga exhibe una ligera disminución antes de que el número ciclos repetidos de carga llegue a los 10,000, después de esto, la energía disipada se reduce rápidamente hasta que finalizan los ciclos de carga.

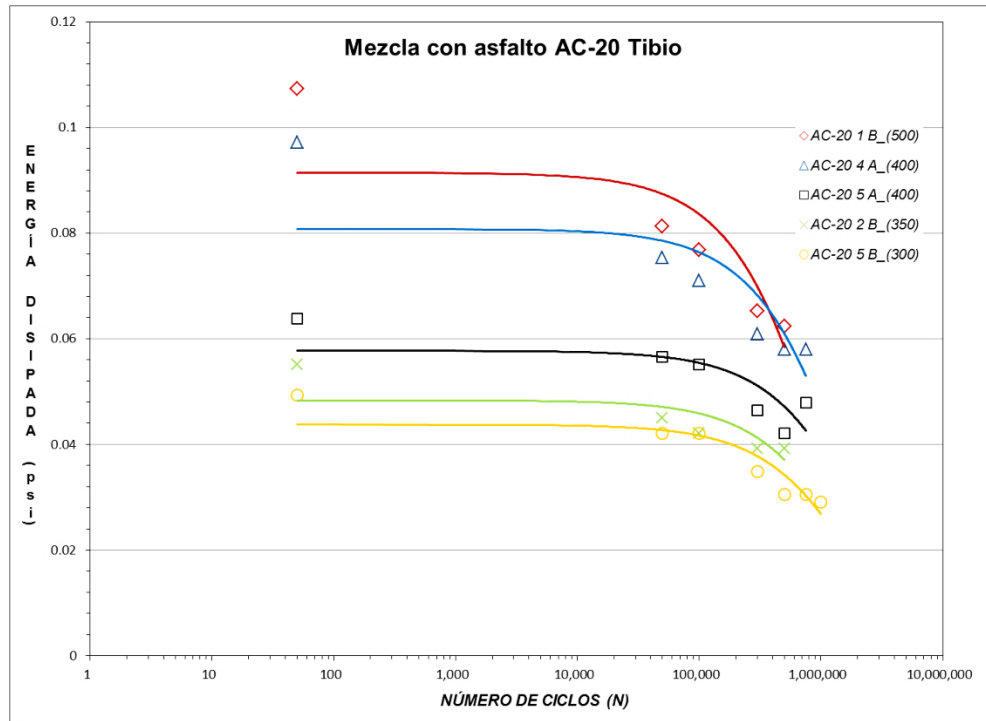


Figura 5. 7.- Gráfico Energía disipada vs N° de ciclos para el asfalto tibio AC-20.

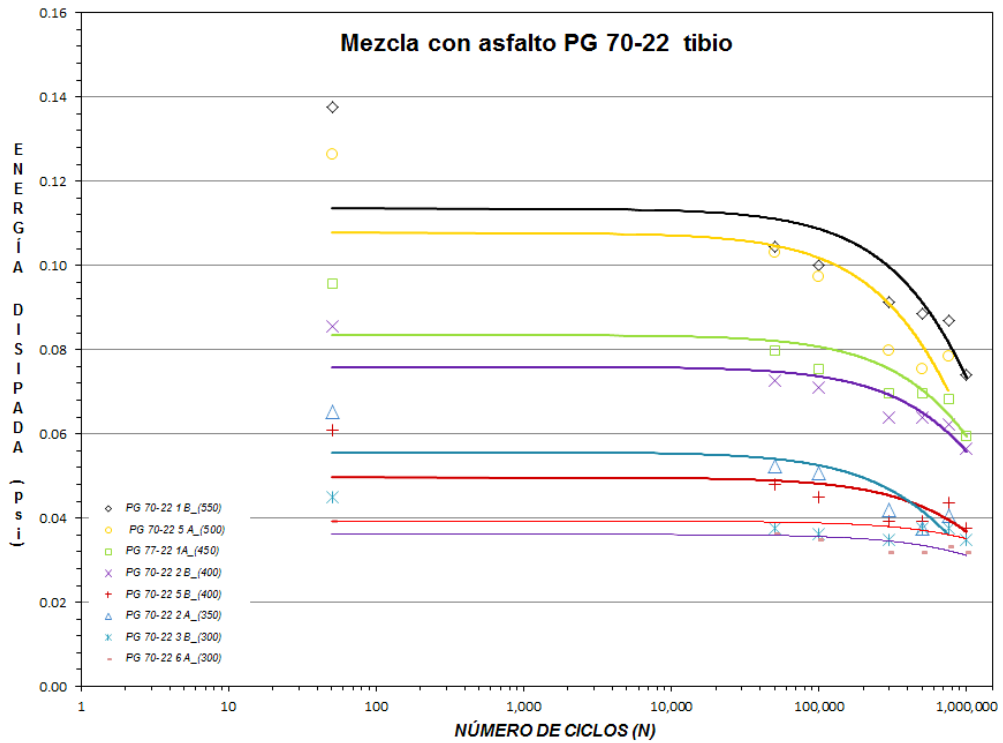


Figura 5. 8.- Gráfico Energía disipada vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 70-22.

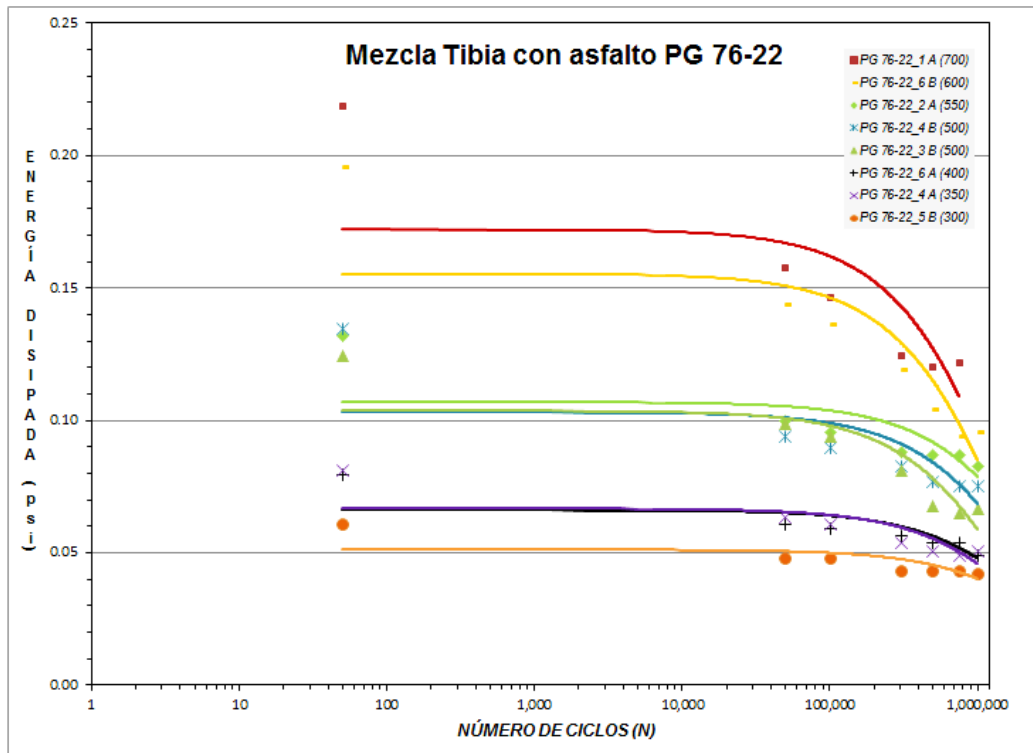


Figura 5. 9.- Gráfico Energía disipada vs N° de ciclos para el asfalto tibio PG 76-22.

De las figuras anteriores, se observa que para cada viga individual por tipo de mezcla (AC-20, PG 70-22, PG 76-22) se tienen diferentes valores de energía disipada por ciclo de carga, independientemente del tipo de mezcla y estos valores son mayores conforme se aumenta el nivel de deformación y cambiamos de asfalto AC-20 a asfalto PG 70- 22 y mayores para el asfalto grado PG 76-22. Es decir que la energía disipada acumulada de la mezcla fabricada con asfalto PG 76-22 es ligeramente mayor que la de la mezcla fabricada con asfalto PG 70-22 y esta a su vez es mayor a la de la mezcla fabricada con asfalto PG 70-22.

5.5. Leyes de fatiga.

Una vez procesados los datos obtenidos del ensayo a flexión en cuatro puntos sobre las probetas prismáticas se procede a construir la correspondiente Ley de Fatiga expresada mediante la relación “Deformación vs Número de Ciclos a la falla”. Las leyes de fatiga obtenidas a partir de las mezclas asfálticas fabricadas y compactadas a menores temperaturas (mezclas tibias) que las convencionales en caliente, se muestran en las Figuras 5.10, 5.11 y 5.12.

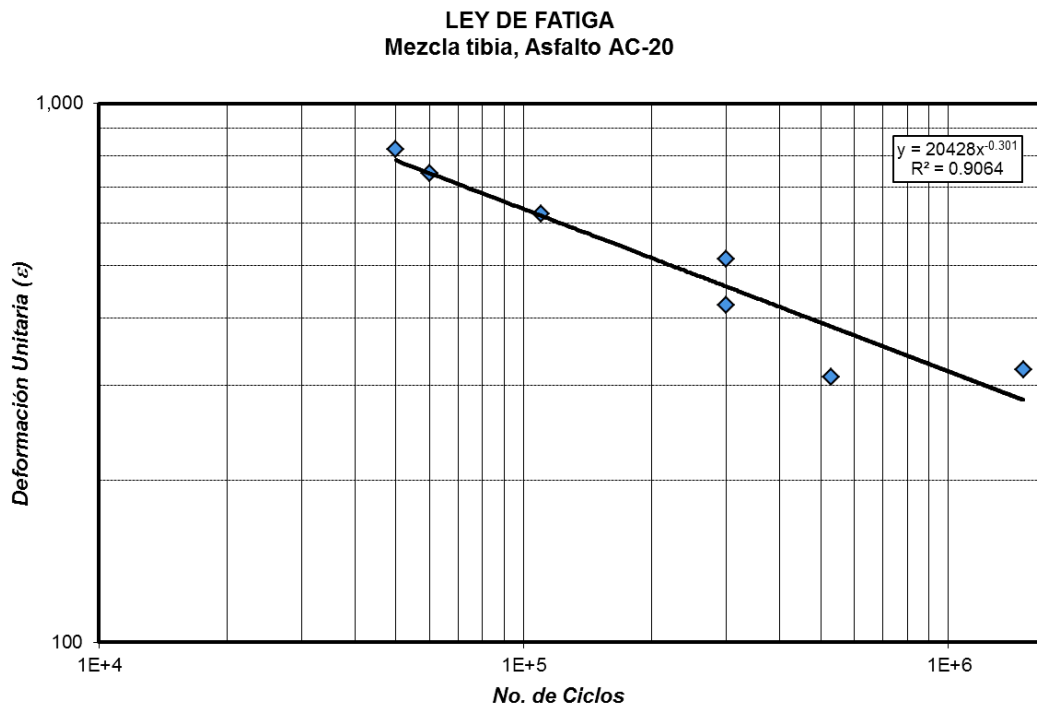


Figura 5. 10. Ley de Fatiga de la mezcla con asfalto AC-20 tibio.

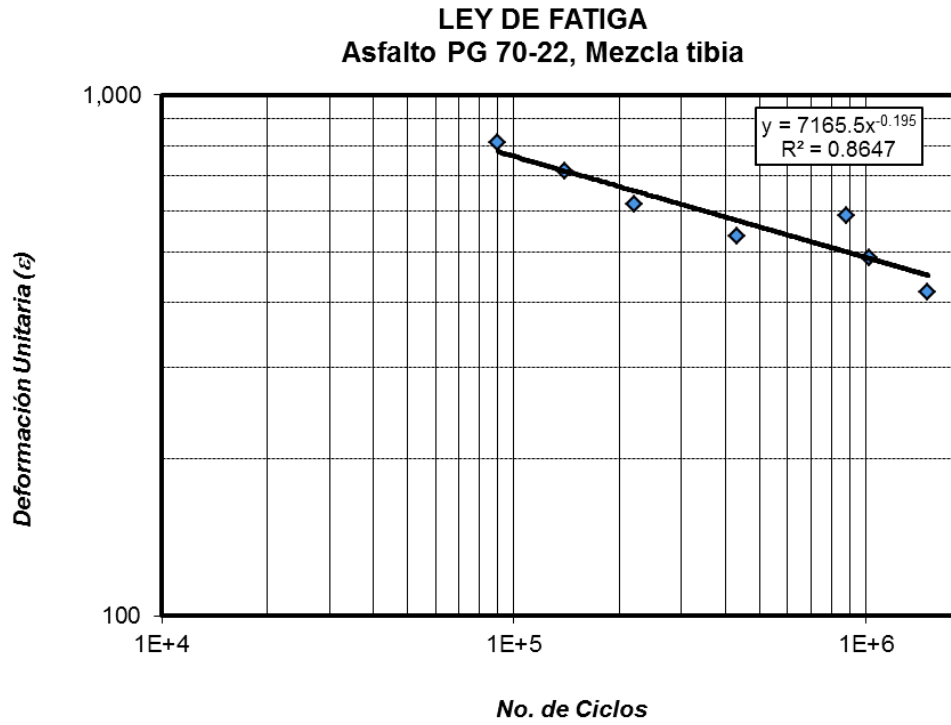


Figura 5. 11. Ley de Fatiga de la mezcla con asfalto PG 70-22 tibio.

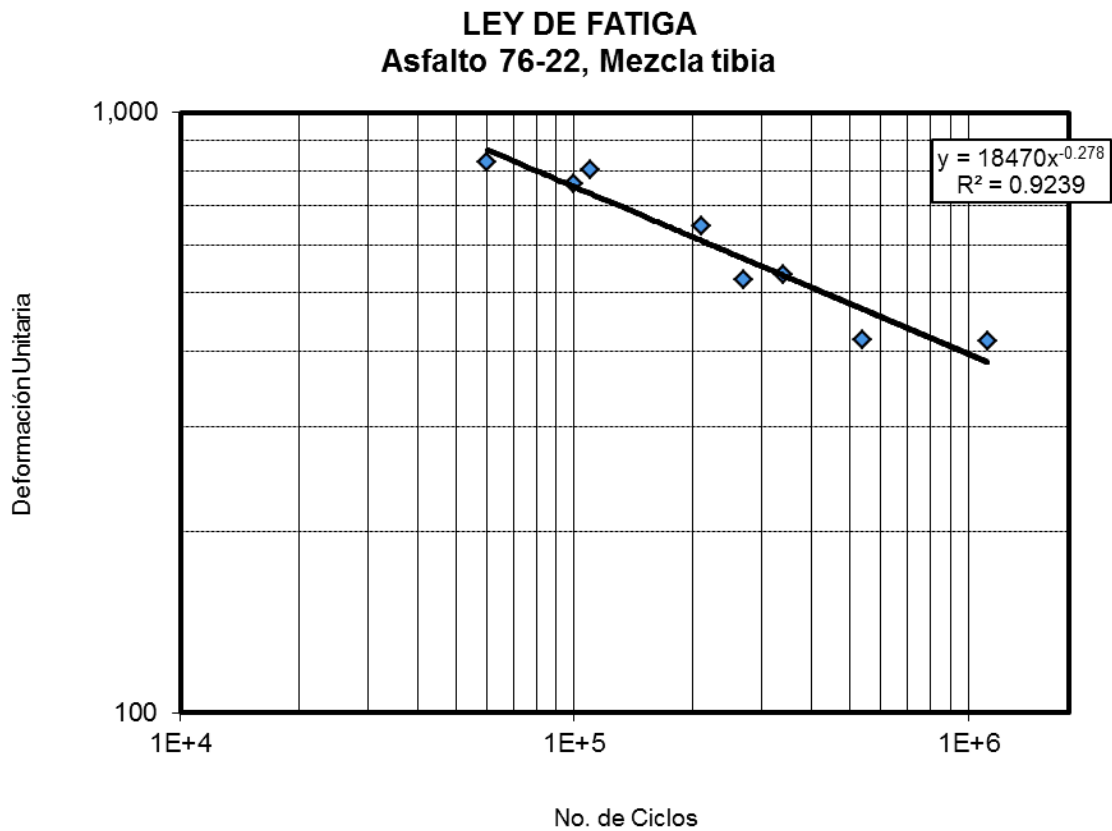


Figura 5. 12. Ley de Fatiga de la mezcla con asfalto PG 76-22 tibio.

En cada una de las figuras se muestra una ley de fatiga para cada mezcla asfáltica analizada, con su correspondiente línea de tendencia. El factor R^2 corresponde al factor de correlación entre los valores puntuales resultantes del ensayo y la recta interpolada de tendencia de los resultados. Cuanto más se aproxime este valor a 1, menor dispersión habrá en los resultados.

Se observa que de la mezcla tibia fabricada con asfalto PG 76-22 es la que presenta el coeficiente de correlación más alto, esto puede deberse también al hecho de que se incluyó en la gráfica el resultado de 8 probetas en cambio en los otros dos casos fueron únicamente 7 probetas, además de que en este tipo de mezcla se observa una menor dispersión de los datos de todas las probetas ensayadas.

La mezcla con asfalto PG 76-22 es la que tuvo mayor cantidad de probetas correctas que llegaron al fallo del 50% del módulo inicial y por lo tanto permitió establecer la mejor aproximación de ley de fatiga de las otras dos, al presentar el coeficiente de correlación más alto debido a la poca dispersión de los datos de todas las probetas ensayadas.

A continuación se grafican las leyes de fatiga obtenidas para cada tipo de mezcla, pero más que una presentación por separado de cada una de ellas, sería más ilustrativo compararlas para ver la variación en los comportamientos entre las diferentes leyes.

LEYES DE FATIGA

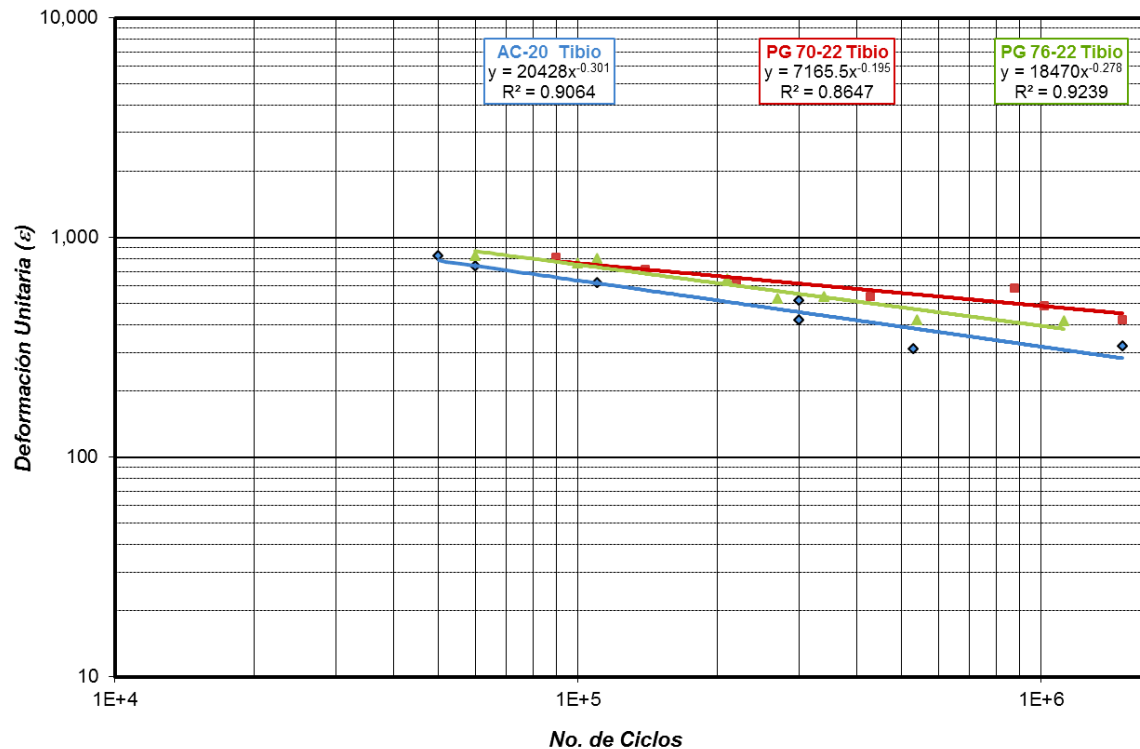


Figura 5. 13. Leyes de Fatiga de las tres mezclas tibias.

En la Figura 5.13, se muestran las leyes de fatiga de las tres mezclas analizadas, con sus correspondientes líneas de tendencia. El factor R^2 corresponde al factor de correlación entre los valores puntuales resultantes del ensayo y la recta interpolada de tendencia de los resultados. Cuanto más se aproxime a 1, menor dispersión habrá en los resultados.

Se puede observar en la gráfica que las leyes de fatiga son muy parecidas en todos los casos, sin embargo, la mezcla con asfalto AC-20 Tibio presenta un número de ciclos a la falla más bajo en comparación con la mezcla de asfalto tibio PG 76-22 y esta a su vez presenta un número de ciclos a la falla más bajos que la mezcla con asfalto tibio PG 70-22.

Así mismo, se aprecia que las leyes de fatiga de las mezclas fabricadas con asfalto tibio PG 70-22 y PG 76-22 en los niveles de deformación más altos son muy similares, sin embargo conforme se disminuye el nivel de deformación la

mezcla con asfalto PG 76-22 se separa de la mezcla PG 70-22, ya que se observa que a partir de los 100,000 ciclos de repeticiones la primera resiste menos número de repeticiones a la falla.

5.6. Determinación de la vida a fatiga de una estructura de pavimento de uso convencional en México (subbase, base y carpeta).

Debido a que uno de los objetivos de la investigación es comprobar el desempeño de las mezclas tibias, a continuación se busca evaluar la resistencia a la fatiga en la estructura del pavimento por medio del programa DISPAV-V5, desarrollo por el Instituto de Ingeniería de la UNAM y que es de amplia aceptación para el diseño de pavimentos en México. Para cumplir con este objetivo se realizó una corrida en el programa, considerando los mismos datos de entrada, únicamente se cambiaron los módulos de rigidez colocando los valores obtenidos a través de la prueba de módulo dinámico para cada tipo de mezcla, utilizando los módulos obtenidos a una temperatura de 20° C y 10 Hz.

Los datos de entrada empleados son los siguientes:

Tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto: 2,453.0

Tasa de crecimiento anual del tránsito, en %: 4

Periodo de proyecto, en años: 5.0

Vehículo	Porcentaje	Vehículo	Porcentaje
A	50.63	T2-S2	0
B2	1.43	T3-S2	3.51
B3	0.73	T3-S3	5.14
B4	0	T2-S1-R2	0
C2	29.76	T2-S2-R2	0
C3	7.99	T3-S2-R2	0
C2-R2	0	T3-S2-R4	0
C3-R2	0	T3-S2-R3	0.81
C3-R3	0	T3-S3-S2	0
C2-R3	0	T2-S2-S2	0
T2-S1	0	Suma:	100%

Tabla 5. 5.- Composición del tránsito.

A continuación se presentan los resultados finales del proyecto para cada tipo de asfalto:

AC-20 TIBIO	PG 70-22 TIBIO	PG 76-22 TIBIO
CARPETA ASFÁLTICA H= 13.0 cm E= 28,029 kg/cm ² V (Poisson)= 0.35	CARPETA ASFÁLTICA H= 13.0 cm E= 30,204 kg/cm ² V (Poisson)= 0.35	CARPETA ASFÁLTICA H= 13.0 cm E= 28,381 kg/cm ² V (Poisson)= 0.35
BASE GRANULAR H= 25.0 cm VRS _z (%)= 100 E= 3,265 kg/cm ² V (Poisson)= 0.35	BASE GRANULAR H= 25.0 cm VRS _z (%)= 100 E= 3,265 kg/cm ² V (Poisson)= 0.35	BASE GRANULAR H= 25.0 cm VRS _z (%)= 100 E= 3,265 kg/cm ² V (Poisson)= 0.35
SUB-BASE H= 15.0 cm VRS _z (%)= 30 E= 1,406 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45	SUB-BASE H= 15.0 cm VRS _z (%)= 30 E= 1,406 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45	SUB-BASE H= 15.0 cm VRS _z (%)= 30 E= 1,406 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45
SUB-RASANTE H= 60.0 cm VRS _z (%)= 20 E= 1,058 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45	SUB-RASANTE H= 60.0 cm VRS _z (%)= 20 E= 1,058 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45	SUB-RASANTE H= 60.0 cm VRS _z (%)= 20 E= 1,058 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45
TERRACERÍA H= Semi-infinito VRS _z (%)= 5 E= 401 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45	TERRACERÍA H= Semi-infinito VRS _z (%)= 5 E= 401 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45	TERRACERÍA H= Semi-infinito VRS _z (%)= 5 E= 401 kg/cm ² V (Poisson)= 0.45

Figura 5. 14.- Comparativa de espesores de diseño obtenidos a partir del DISPAV-5.

Al comparar los espesores de carpeta asfáltica para cada tipo de mezcla obtenidos a través del programa DISPAV-5 (Figura 5. 14), se observa que no se tiene variación en cuanto espesores, debido principalmente a que los módulo de rigidez son muy parecidos entre las tres mezclas, por lo que el programa carece

de la sensibilidad necesaria para registrar alguna variación importante en cuanto a espesores de carpeta.

Sin embargo, la vida previsible en millones de ejes equivalentes, de la mezcla fabricada con asfalto PG 70-22 es relativamente mayor en comparación con la de los otros dos asfaltos (Tabla 5. 6), esto debido a que la rigidez del mismo es mayor.

Tipo de mezcla tibia	Programa DISPAV-5		Ensaye Fatiga a flexión
	Vida previsible (millones de ejes equivalentes)	Tránsito de proyecto (millones de ejes equivalentes)	No. de ciclos para un nivel de deformación de 500 (micro e)
AC-20	6.5	6.4	225,000
PG 70-22	7.6		850,000
PG 76-22	6.7		434,000

Tabla 5. 6.- Comparativa de resultados de comportamiento a fatiga para cada tipo de mezcla.

Sin embargo, si analizamos las leyes de fatiga obtenidas con el ensaye flexión en cuatro puntos y obtenemos el número de ciclos a la falla para un determinado nivel de deformación (en este caso se consideró 500 microdeformaciones), se observa que la diferencia en la resistencia a la fatiga para cada tipo de mezcla es mucho más apreciable que la obtenida con el programa DISPAV-V5, toda vez que tan solo la mezcla fabricada con el asfalto PG 70-22 resiste casi el doble de ciclos que la mezcla con PG 76-22, en tanto que la mezcla con asfalto AC-20 es la que menos resistencia a la fatiga presenta para este nivel de deformación seleccionado.

Este ejercicio nos permite ver la importancia de realizar este tipo de ensayos (fatiga a flexión en cuatro puntos), ya que resulta más apreciable detectar cuál de estas tres mezclas tiene el mejor desempeño a la fatiga, lo cual con el programa DISPAV-V5 no es posible de identificar de forma correcta.

CAPÍTULO 6

Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones.

El agrietamiento por fatiga en mezclas asfálticas es sin duda uno de los mecanismos de deterioro más comunes en carreteras y es ocasionado principalmente por el paso repetido de las cargas impuestas del tráfico. Esto conlleva serias implicaciones económicas a medida que estos deterioros avanzan progresivamente con el tiempo.

Los asfaltos tibios promueven reducir las temperaturas de fabricación y compactación de la mezcla asfáltica, lo cual a su vez trae consigo grandes beneficios económicos y ambientales. Sin embargo, esta reducción no debe afectar el rendimiento final de la mezcla.

Es por ello, que la presente Tesis se ha centrado en evaluar que tanto afecta el desempeño por fatiga en una mezcla asfáltica tibia elaborada con tres tipos distintos de asfalto. Para ello, se procedió evaluar mediante el ensaye por fatiga en cuatro puntos de apoyo establecido en la norma ASTM Designation D 7460-10. (*Estandar Test Method for Determining Fatigue of Compacted Asphalt Concrete Subjected to Repeated Flexural Bending*), el cuál en México es el más común por lo tanto es recomendado en el Protocolo AMAAC para el diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa.

Después de llevar a cabo las pruebas de laboratorio de la mezcla asfáltica con los diferentes tipos de asfaltos tibios, y una vez analizados los datos y comparados, se ha llegado a definir las siguientes conclusiones:

- La combinación de polímeros y aditivos tibios en el asfalto es benéfica para mejorar las propiedades reológicas del asfalto envejecido y sin envejecer (por ejemplo reduce los valores de $G^*/\sin \delta$ e incrementa los valores de $G^* \sin \delta$). El incremento en las temperaturas de mezclado y de compactación debido a la adición de polímeros en el asfalto, puede compensarse con la adición de aditivos tibios en el asfalto, los cuales

reducen las temperaturas de mezclado y compactación de las mezclas polimerizadas, en comparación con las convencionales en caliente.

- Los componentes del aditivo tibio incluidos en el asfalto original con la finalidad de reducir las temperaturas de mezclado y compactación, no modificaron de forma significativa las propiedades reológicas del mismo. Sin embargo, se observa que su principal aporte en la mezcla fue la reducción de la tensión superficial existente entre el asfalto y el agregado facilitando el cubrimiento total de este último, con lo cual se obtuvo una mezcla más trabajable a una temperatura mucho menor que la recomendada para fabricar una mezcla en caliente.

- Las leyes de fatiga determinadas experimentalmente señalan que las mezclas asfálticas más rígidas (AC-20) poseen una mayor pendiente de la ley de fatiga, lo que las hace altamente frágiles y mayormente susceptibles en su vida a fatiga frente a pequeñas variaciones en la deformación. Por el contrario, las mezclas menos rígidas (PG 70-22 y PG 76-22) poseen un mayor rango de deformación otorgándoles más flexibilidad.

- Con esto se demostró que la capacidad de soportar más ciclos de carga y por tanto más resistencia a las fisuras por fatiga las presentan los asfaltos tibios modificados. El asfalto tibio que mostró mejor comportamiento a la fatiga es el PG 70-22, seguido del asfalto PG 76-22 y finalmente el asfalto AC-20.

- Algunos de los resultados obtenidos del ensaye de fatiga, se tuvieron que desestimar debido a que estos se prolongaban demasiado y la rigidez de la mezcla parecía no disminuir, sino todo lo contrario, esta llegaba a un punto en el que se recuperaba y volvía a aumentar aún muy ligeramente. Este tipo de resultados se consideran se presentaron a causa de que el equipo de la UNAM en el que se ensayaron estos especímenes es relativamente nuevo y son de los primeros ensayes que se realizan en él, por lo no era

posible controlar debidamente la temperatura del mismo y las variaciones o cambios de esta a lo largo del ensaye, afectaron el resultado del mismo.

- Este tipo de ensayes nos permiten obtener una idea más clara del desempeño de cada mezcla y su resistencia a la fatiga, en tanto que el programa de diseño DISPAV-5, no cuenta con la sensibilidad necesaria que nos permita ver reflejada alguna disminución importante de espesor en la carpeta.

Cabe mencionar, que los resultados obtenidos experimentalmente en este trabajo sobre la resistencia a la fatiga en laboratorio en una mezcla asfáltica son generalmente menores a los que presentaría una carpeta asfáltica de una carretera en servicio, ya que existe en esta condición, un periodo de reposo aleatorio entre las aplicaciones constantes de carga, lo que le permite al material recuperarse, mientras que en laboratorio, estas pruebas se producen sin ningún reposo.

5.2. Recomendaciones.

Debido a que la tecnología de las mezclas asfálticas tibias es relativamente nueva, esta ha sido aplicada en muy pocas ocasiones en nuestro país, por lo que más allá de las investigaciones, se requiere evaluar su potencial e identificar las posibles dificultades en la aplicación de esta tecnología en cada una de las condiciones particulares que existen en nuestro país. Ante esta situación, se recomiendan las siguientes investigaciones para desarrollar más el campo de aplicación e implementación de la tecnología de las mezclas tibias.

- Se requiere evaluar diferentes mezclas de concreto asfáltico con otros tipos de tecnologías para asfaltos tibios, los cuales se comercialicen actualmente en nuestro país.
- Se requiere evaluar las mezclas tibias a diferentes temperaturas las cuales sean representativas de las diferentes regiones que componen el país.

- Es necesario evaluar la susceptibilidad a la humedad y las deformaciones permanentes a mayor detalle y a distintas condiciones de temperatura.
- Es necesario evaluar el comportamiento de este tipo de mezcla a temperaturas bajas las cuales comúnmente se presentan en la parte norte y en algunas zonas del centro del país.
- Se recomienda evaluar el desempeño de la tecnología de los asfaltos tibios utilizados en la fabricación de mezclas de asfalto reciclado (RAP).
- Evaluar el desempeño a fatiga con otros tipos de aditivos para asfaltos tibios y a diferentes temperaturas.
- Ensayar estas mezclas de asfalto tibios con otras cantidades de aditivos para establecer el contenido óptimo de aditivo a emplear para cada caso en específico.

Finalmente, sería así mismo recomendable incluir las tecnologías de asfaltos tibios en las especificaciones y normativas nacionales, de manera que se estimule a la industria asfáltica para proveer a la sociedad soluciones vanguardistas, especialmente en aquellos aspectos que conciernen a problemas ecológicos. El objetivo a seguir es realizar exhaustivas investigaciones y estudios, de manera que sea posible implementar esta nueva tecnología de la manera menos restrictiva posible, animando de ese modo a la innovación y competitividad.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2011). Determining the fatigue life of compacted hot mix asphalt (HMA) subjected to repeated flexural bending. *AASHTO Designation: T 321-07*. Estados Unidos: AASHTO.
- Amestoy Alonso, J. (2010). *El planeta Tierra en peligro (calentamiento global, cambio climático, soluciones)*. Alicante, España: Editorial Club Universitario.
- Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (julio de 2011). Protocolo AMAAC PA-MA 01/2011. México, D.F.
- Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (octubre de 2011). Recomendación AMAAC RA 01/2011. México, D.F.
- Asphalt Institute. (2007). *The Asphalt Handbook Manual Series No. 4*. Washington, D.C., Washington, D.C., Estados Unidos: Library of Congress.
- ASTM. (2011). ASTM Designation D 7460-10. *Estandar Test Method for Determining Fatigue of Compacted Asphalt Concrete Subjected to Repeated Flexural Bending*. Estados Unidos.
- Castillo A., S. (2012). Propiedades mecánicas de mezclas asfálticas tibias empleadas en el estado de veracruz. *Asfáltica-Revista Técnica Número 29*, 38-47.
- Castillo A., S. (2012). Propiedades mecánicas de mezclas asfálticas tibias empleadas en el estado de Veracruz. *Asfáltica Revista Técnica*, 38-47.
- Cepeda Aldape , J. B. (2002). Análisis del comportamiento de mezclas asfálticas a fisuración por fatiga mediante la aplicación de un nuevo ensayo dinámico a tracción directa. *Tesis doctoral*. Barcelona, España: Tesis doctoral, Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, Universidad politécnica de cataluña.
- Erlingsson, S. (2000). *Stiffness and fatigue of asphalt concrete estimated with the indirected tensile test*. Islandia : Engineerin Research Institute.
- Gallar, F. (2011). Evaluación en laboratorio de la durabilidad de mezclas bituminosas tipo SMA. *Proyecto de tesina de especialidad*. Cataluña, Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.

- García, G. (junio de 2012). Fatiga de mezclas asfálticas. *Ponencia presentada en el seminario internacional de recapados asfálticos de alto desempeño*. Valparaíso, Chile: Universidad técnica Federico Santamaría.
- Garnica Anguas, P., Gómez López, J. A., & Sesma Martínez, J. A. (2002). *Mecánica de materiales para pavimentos*. Recuperado el 10 de julio de 2013, de Instituto Mexicano del Transporte: <http://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt197.pdf>
- Garnica Anguas, P., & Correa, Á. (2004). Conceptos mecanicistas en pavimentos. *Publicación Técnica No 258*. Sanfandila, Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte.
- Geotechnical Consulting and Testing Systems. (2007). *Beam Fatigue Test Mode 1.96 User Guide's and Reference*. Tempe, Arizona, USA: GCTS.
- Google Earth. (2013).
- Instituto del asfalto. (Noviembre de 1994). Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de Superpave. *Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de Superpave*. Lexington, Kentucky, Estados Unidos., kentucky, Estados Unidos: Departamento de transporte de los Estados Unidos.
- Instituto Mexicano del Transporte . (2006). Influencia de la granulometría en las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica. *Publicación Técnica No. 299*. Sanfandila, Querétaro, México: IMT.
- Morea, F., Marcozzi, R., & Castaño, G. (24 de noviembre de 2011). Rheological properties of asphalt binders with chemical tensoactive additives used in warm mix asphalt. *Construction and building materials*. La Plata, Argentina: ELSEVIER.
- Pérez Jiménez, F., Valdéz, G., Botella, R., Miró, R., & Martínez, A. (2011). Evaluación del proceso de fatiga de mezclas asfálticas mediante un nuevo procedimiento cíclico de barrido de deformaciones EBADE. *Revista de la Construcción Volumen 10 No. 2*, 55-65.
- PITRA. (abril de 2011). Boletín Técnico Vol. 2. N° 15.
- Rao Tangella, R., Craus, J., Deacon, J. A., & Monismith, C. L. (Febrero de 1990). *Summary report on fatigue response of asphalt mixtures*. Berkeley, California, Estados Unidos : Strategic Highway Research Program (SHRP).

Salvador Franco, W. (junio de 2012). *Análisis del comportamiento a fatiga de las mezclas bituminosas a partir del nuevo procedimiento de ensayo EBADE*. Obtenido de Universidad politécnica de cataluña, Barcelona, España: <http://upcommons.upc.edu/pfc/handle/2099.1/15802>

Shell Bitumen. (noviembre de 2008). *Mezclas asfálticas a más bajas temperaturas. Comisión permanente del asfalto*. Rosario, Argentina: XXXV Reunión del asfalto.

Thenoux , G. Z., & Jamet , A. A. (2012). *Tecnología del asfalto espumado y diseño de mezcla*. Recuperado el 5 de noviembre de 2012, de Pontificia Universidad Católica de Chile: www2.udec.cl/~provincial/trabajos.../28ThenouxAsfaltoEspumado.pdf

ANEXOS



Project Number : **Mezclas Tibias**
 Project Location : **Banco Cemex "La Pasión"**
 Date : **08-oct-12**

35%	Aggr.1 =	Arena		Aggr.6 =	
30%	Aggr.2 =	Sello		Aggr.7 =	
35%	Aggr.3 =	Grava		Aggr.8 =	
	Aggr.4 =			Aggr.9 =	
	Aggr.5 =			Aggr.10 =	

Pb	6.10%
Gmm	2.434
Gb	1.02
Calculate Gse	2.675
Calculate Pba	0.55

CAA Test			Min.
Weight of 1- Frac Face sample	21.5	% 1 FF	100%
Weight of 2- Frac Face sample	282.0	% 2+ FF	100%
Total dry weight of sample			

FAA Test Min. =	45%	Spec. 1	Spec. 2
Volume of cylinder (cm ³)			
Wt. of cylinder (g)			
Wt. of cylinder + Sample (g)			
Gsb of fine aggregate		2.639	2.639
Percent uncompact voids			
Average % Uncompact Voids			

Sand Equiv. Test	Sand Rdg.	Clay Rdg.	S.E.
Reading #1			
Reading #2			
Reading #3			
Average			Min. 50%

Gsb Course Sample						
Spec. #	Dry Wt.	Sub. Wt	SSD Wt.	Gsb	Gsa	Abs
1	2955.8	1871.3	2990.3	2.641	2.725	1.17%
2	2511.4	1592.1	2547.4	2.629	2.732	1.43%
Average				2.635	2.729	0.013

F & E Particles Max =	10%
Total weight of dry sample	
Dry wt. of elongated particles	
% of Elong. Particles	

G _{mm} @	6.10%	Asphalt Binder				
Specimen No.	Sample in air	Sample & Bowl in H ₂ O	Bowl in H ₂ O	Sample in H ₂ O	Gmm	Ave. Gmm
1	1701.5	2725.1	1723.4	1001.7	2.431	2.434
2	1703.9	2728.1	1723.4	1004.7	2.437	

Gsb Fine Sample						
Spec. #	Oven Dry Sp. In Air	Flask + H ₂ O	FL+H ₂ O + Spec.	Gsb	Gsa	Abs
1	495.1	1295.4	1609.0	2.639	2.728	1.23%
2	495.1	1295.4	1609.0	2.639	2.728	1.23%
Average				2.639	2.728	0.012

Combined Gsb =	2.637
Combined Gsa =	2.728
Comb. H ₂ O Abs.=	1.27%

SPEC. NO.	Pb	Data Entry					Est. Gmb @ Nini	Corr. Gmb @ Nini	Ave. Gmb @ Nini	% of Gmm @ Nini	Est. Gmb Ndes	Meas. Gmb @Ndes	Ave. Gmb @Ndes	Volumetric Data					%Gmm @Ndes	
		DRY WT.	SUB WT.	SSD WT.	Ht. @ Nini	Ht. @ Ndes								Gmm	Va	VMA	VFA	Pbe		DP
*Note: All specimens compacted to Ndes = 100																				
1A	5.4%	4415.0	2522.0	4425.0	126.8	111.9	1.970	2.047	2.054	83.4%	2.233	2.320	2.327	2.461	5.45	16.47	66.9	4.83	0.96	94.5%
1B	5.4%	4412.0	2545.0	4435.0	126.9	112.0	1.967	2.060			2.229	2.334								
2A	5.9%	4409.4	2528.8	4417.2	124.9	111.5	1.998	2.084	2.078	85.0%	2.238	2.335	2.327	2.443	4.78	16.94	71.8	5.33	0.87	95.2%
2B	5.9%	4362.1	2494.8	4376.6	124.7	111.4	1.980	2.071			2.216	2.318								
3A	6.1%	4404.5	2525.1	4414.3	124.2	111.0	2.007	2.084	2.085	85.6%	2.245	2.331	2.332	2.434	4.21	16.97	75.2	5.58	0.83	95.8%
3B	6.1%	4416.1	2531.6	4425.3	124.2	111.1	2.012	2.086			2.249	2.332								
4A	6.4%	4454.4	2568.5	4459.5	119.6	110.2	2.108	2.170	2.164	89.2%	2.287	2.356	2.349	2.425	3.15	16.59	81.0	5.83	0.79	96.8%
4B	6.4%	4429.8	2544.9	4436.5	119.8	110.4	2.092	2.158			2.271	2.342								
5A	6.9%	4451.2	2567.8	4455.4	118.4	110.1	2.127	2.193	2.188	90.9%	2.288	2.358	2.353	2.408	2.28	16.90	86.5	6.34	0.73	97.7%
5B	6.9%	4402.1	2531.2	4406.9	118.2	110.0	2.108	2.184			2.265	2.347								

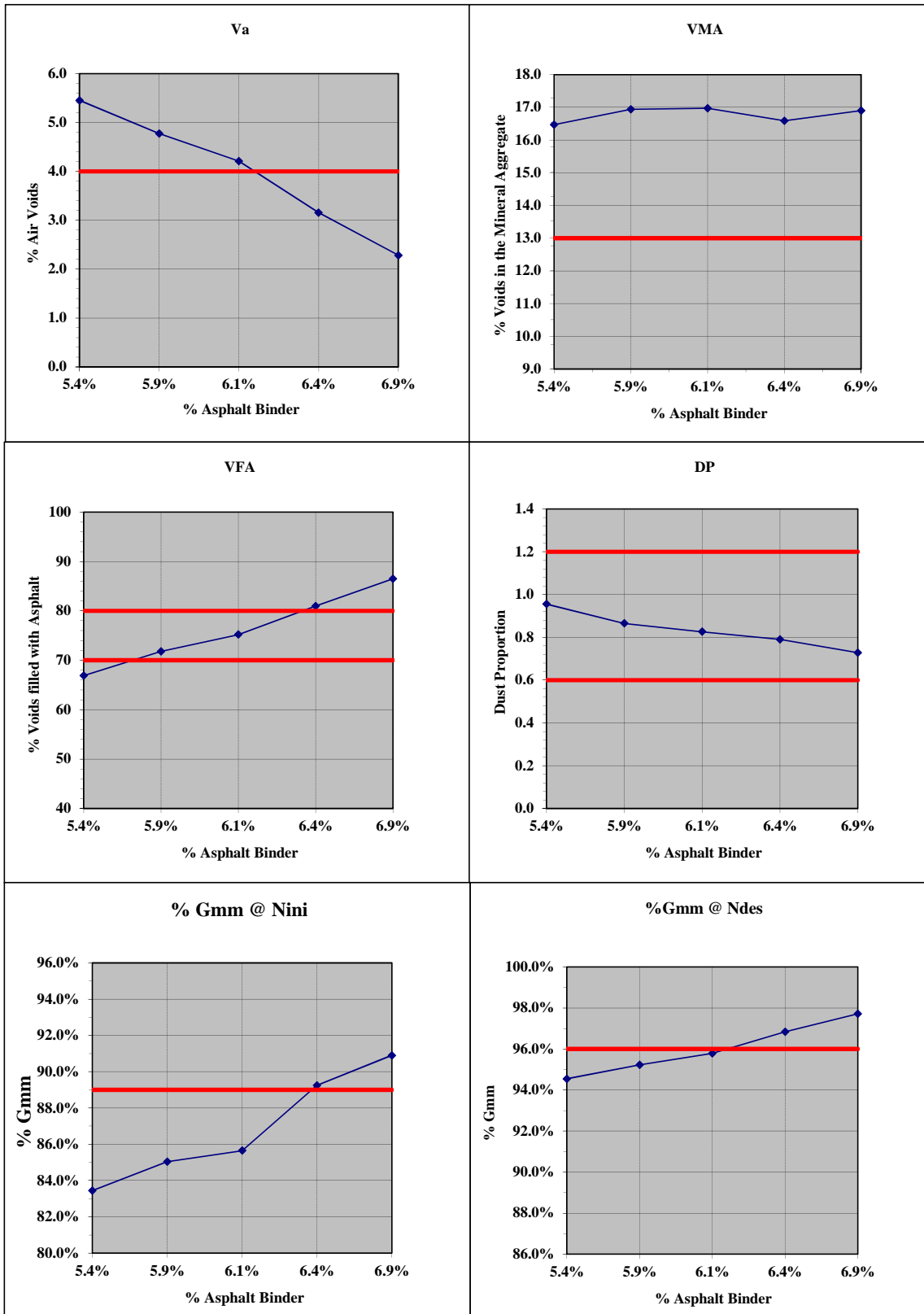


Design Air Voids =	4.00%
Design Binder % =	6.15%
Min VMA =	13.0

VFA Min	65
VFA Max	75

DP Min	0.6
DP Max	1.2

% Gmm @ Ndes	96%
% Gmm @ Nini	89%



DATOS EXPERIMENTALES DE LOS SLAB'S

REFERENCIA DE SLAB	H1 (mm)	H2 (mm)	H3 (mm)	Hm (mm)	Peso seco (g)	Peso sumergido (g)	PSSS (g)	Volumen (cm3)	Gmm	Gmb	Contenido de vacios (%)
1	69.5	69.34	69.19	69.34	10,694.70	6,116.60	10,751.00	4,634.40	2.308	2.430	5.03
	69.13	69.26	69.14	69.18							
	69.26	69.19	69.05	69.17							
	69.4	69.1	69.13	69.21							
2	69.44	69.55	69.64	69.54	10,696.30	6,102.00	10,766.30	4,664.30	2.293	2.430	5.63
	69.65	69.49	69.66	69.60							
	69.77	69.44	69.32	69.51							
	69.45	69.42	68.88	69.25							
3	69.31	69.28	69.45	69.35	10,677.30	6,106.00	10,749.20	4,643.20	2.300	2.430	5.37
	70.01	69.88	69.63	69.84							
	69.74	70.03	69.02	69.60							
	69.92	69.73	69.43	69.69							
4	69.15	69.58	69.55	69.43	10,702.50	6,134.70	10,758.10	4,623.40	2.315	2.430	4.74
	69.78	69.5	69.32	69.53							
	70.05	69.26	69.39	69.57							
	69.98	69.65	69.45	69.69							
5	69.28	69.25	69.69	69.41	10,704.00	6,104.80	10,765.10	4,660.30	2.297	2.430	5.48
	70.15	70.44	69.87	70.15							
	69.49	69.7	69.72	69.64							
	70.15	70.31	69.61	70.02							
6	69.58	69.55	70.04	69.72	10,714.40	6,130.00	10,786.60	4,656.60	2.301	2.430	5.31
	70.39	70.16	69.86	70.14							
	69.62	69.59	69.63	69.61							
	70.2	70.17	70.03	70.13							

DATOS EXPERIMENTALES DE LOS SLAB's

REFERENCIA DE SLAB	H1 (mm)	H2 (mm)	H3 (mm)	Hm (mm)	Peso seco (g)	Peso sumergido (g)	PSSS (g)	Volumen (cm3)	Gmm	Gmb	Contenido de vacios (%)
1	70.6	70.81	70.46	70.62	10,765.60	6,131.90	10,841.60	4,709.70	2.286	2.445	6.51
	71.09	70.44	69.84	70.46							
	69.56	69.51	70.69	69.92							
	71.42	70.18	69.51	70.37							
2	70.18	70.62	70.67	70.49	10,749.50	6,139.80	10,834.80	4,695.00	2.290	2.445	6.36
	71.22	70.03	69.53	70.26							
	69.61	69.92	70.26	69.93							
	71.16	70.54	69.2	70.30							
3	69.78	70.22	70.02	70.01	10,756.60	6,131.80	10,829.10	4,697.30	2.290	2.445	6.34
	69.97	69.75	69.31	69.68							
	70.4	70.25	69.48	70.04							
	69.66	69.65	69.79	69.70							
4	69.68	70.24	70.06	69.99	10,745.40	6,118.70	10,792.40	4,673.70	2.299	2.445	5.97
	69.99	69.62	69.64	69.75							
	69.57	70.00	70.19	69.92							
	69.84	70.04	69.34	69.74							
5	69.91	70.13	70.03	70.02	10,790.30	6,183.30	10,859.40	4,676.10	2.308	2.445	5.62
	69.35	69.55	69.47	69.46							
	69.93	70.28	70.2	70.14							
	69.38	69.67	69.33	69.46							
6	69.79	70.16	70.02	69.99	10,725.50	6,133.60	10,796.80	4,663.20	2.300	2.445	5.93
	69.59	69.55	69.6	69.58							
	69.72	70.12	70.02	69.95							
	69.41	69.49	69.05	69.32							

DATOS EXPERIMENTALES DE LOS SLAB´s

REFERENCIA DE SLAB	H1 (mm)	H2 (mm)	H3 (mm)	Hm (mm)	Peso seco (g)	Peso sumergido (g)	PSSS (g)	Volumen (cm3)	Gmm	Gmb	Contenido de vacios (%)
1	69.93	69.93	70.54	70.13	10,809.00	6,207.50	10,882.50	4,675.00	2.312	2.435	5.05
	69.83	69.49	69.52	69.61							
	69.91	70.46	70.52	70.30							
	69.7	69.8	69.6	69.70							
2	69.41	70.31	70.1	69.94	10,800.00	6,075.80	10,853.00	4,777.20	2.261	2.435	7.16
	69.48	69.33	69.26	69.36							
	69.62	69.32	69.6	69.51							
	69.98	70.59	69.54	70.04							
3	69.79	69.67	70.20	69.89	10,833.20	6,155.00	10,900.30	4,745.30	2.283	2.435	6.25
	69.63	69.44	69.50	69.52							
	69.64	69.98	70.21	69.94							
	69.86	69.66	69.78	69.77							
4	70.03	70.12	70.26	70.14	10,820.90	6,205.70	10,881.40	4,675.70	2.314	2.435	4.96
	69.68	69.4	69.81	69.63							
	69.58	70.29	70.42	70.10							
	69.48	69.33	69.28	69.36							
5	70.02	70.66	70.46	70.38	10,825.10	6,153.60	10,881.30	4,727.70	2.290	2.435	5.97
	69.89	69.87	69.94	69.90							
	69.6	70.14	70.84	70.19							
	70.24	69.6	69.51	69.78							
6	70.26	70.94	70.01	70.40	10,826.80	6,213.00	10,905.70	4,692.70	2.307	2.435	5.25
	69.48	70.14	69.92	69.85							
		69.19	69.3	69.25							

ASFALTO AC-20 TIBIO												
	SLAB-1		SLAB-2		SLAB-3		SLAB-4		SLAB-5		SLAB-6	
Número consecutivo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REFERENCIA DE LA PROBETA	AC-20 1 A	AC-20 1 B	AC-20 2 A	AC-20 2 B	AC-20 3 A	AC-20 3 B	AC-20 4 A	AC-20 4 B	AC-20 5 A	AC-20 5 B	AC-20 6 A	AC-20 6 B
Contenido de asfalto con respecto a la mezcla %	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1
Contenido de asfalto con respecto al agregado %	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5
Peso de la probeta en seco (g)	2,642.80	2,676.30	2,662.10	2,784.00	2,762.50	2,746.90	2,776.50	2,854.90	2,681.90	2,705.70	2,711.90	2,743.60
Peso de la probeta sumergida (g)	1,509.10	1,526.20	1,518.00	1,600.00	1,580.20	1,567.00	1,585.90	1,643.60	1,524.70	1,551.80	1,543.30	1,574.00
Peso de la probeta saturada y superficialmente seca PSSS (g)	2,648.80	2,680.20	2,666.50	2,788.50	2,766.60	2,753.80	2,778.80	2,858.10	2,685.90	2,713.00	2,716.30	2,749.60
Volumen (cm3)	1,139.70	1,154.00	1,148.50	1,188.50	1,186.40	1,186.80	1,192.90	1,214.50	1,161.20	1,161.20	1,173.00	1,175.60
Gmm	2.319	2.319	2.318	2.342	2.328	2.315	2.328	2.351	2.310	2.330	2.312	2.334
Gmb	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43
Contenido de vacios (%)	4.57	4.56	4.61	3.60	4.18	4.75	4.22	3.26	4.95	4.11	4.86	3.96
Promedio Gmm	2.325											
Promedio Contenido de vacios (%)	4.30											

Anexo 4.- Cálculo de los Gmm y contenidos de vacios de las probetas elaboradas con asfalto AC-20 tibio.

ASFALTO PG 70-22 TIBIO												
Número consecutivo	SLAB-1		SLAB-2		SLAB-3		SLAB-4		SLAB-5		SLAB-6	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REFERENCIA DE LA PROBETA	PG 70-22 1 A	PG 70-22 1 B	PG 70-22 2 A	PG 70-22 2 B	PG 70-22 3 A	PG 70-22 3 B	PG 70-22 4 A	PG 70-22 4 B	PG 70-22 5 A	PG 70-22 5 B	PG 70-22 6 A	PG 70-22 6 B
Contenido de asfalto con respecto a la mezcla %	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1
Contenido de asfalto con respecto al agregado %	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5
Peso de la probeta en seco (g)	2,655.00	2,640.00	2,645.10	2,603.10	2,813.00	2,764.30	2,839.40	2,787.50	2,806.30	2,792.80	2,765.20	2,828.70
Peso de la probeta sumergida (g)	1,512.80	1,487.90	1,511.30	1,473.00	1,611.20	1,563.50	1,615.10	1,584.10	1,596.20	1,600.20	1,570.00	1,616.10
Peso de la probeta saturada y superficialmente seca PSSS (g)	2,659.00	2,644.50	2,648.90	2,612.60	2,815.80	2,768.70	2,841.30	2,789.70	2,810.00	2,798.00	2,770.50	2,832.50
Volumen (cm3)	1,146.20	1,156.60	1,137.60	1,139.60	1,204.60	1,205.20	1,226.20	1,205.60	1,213.80	1,197.80	1,200.50	1,216.40
Gmm	2.316	2.283	2.325	2.284	2.335	2.294	2.316	2.312	2.312	2.332	2.303	2.325
Gmb	2.445	2.445	2.445	2.445	2.445	2.445	2.445	2.445	2.445	2.445	2.445	2.445
Contenido de vacios (%)	5.26	6.64	4.90	6.58	4.49	6.19	5.29	5.43	5.44	4.64	5.79	4.89
Promedio Gmm	2.311											
Promedio Contenido de vacios (%)	5.46											

ASFALTO PG 76-22 TIBIO													
	SLAB-1		SLAB-2		SLAB-3		SLAB-4		SLAB-5		SLAB-6		
Número consecutivo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
REFERENCIA DE LA PROBETA	PG 76-22 1 A	PG 76-22 1 B	PG 76-22 2 A	PG 76-22 2 B	PG 76-22 3 A	PG 76-22 3 B	PG 76-22 4 A	PG 76-22 4 B	PG 76-22 5 A	PG 76-22 5 B	PG 76-22 6 A	PG 76-22 6 B	
Contenido de asfalto con respecto a la mezcla %	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	
Contenido de asfalto con respecto al agregado %	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	
Peso de la probeta en seco (g)	2,805.80	2,838.30	2,695.60	2,763.10	2,810.90	2,788.70	2,814.30	2,852.30	2,798.60	2,809.40	2,748.60	2,766.30	
Peso de la probeta sumergida (g)	1,599.00	1,621.00	1,532.70	1,579.90	1,611.90	1,589.90	1,610.50	1,636.10	1,589.60	1,609.60	1,564.60	1,583.40	
Peso de la probeta saturada y superficialmente seca PSSS (g)	2,810.80	2,844.50	2,698.50	2,765.10	2,814.40	2,791.40	2,816.90	2,856.40	2,800.50	2,811.90	2,752.10	2,768.70	
Volumen (cm3)	1,211.80	1,223.50	1,165.80	1,185.20	1,202.50	1,201.50	1,206.40	1,220.30	1,210.90	1,202.30	1,187.50	1,185.30	
Gmm	2.315	2.320	2.312	2.331	2.338	2.321	2.333	2.337	2.311	2.337	2.315	2.334	
Gmb	2.435	2.435	2.435	2.435	2.435	2.435	2.435	2.435	2.435	2.435	2.435	2.435	
Contenido de vacios (%)	4.91	4.73	5.04	4.26	4.00	4.68	4.20	4.01	5.09	4.04	4.94	4.15	
Promedio Gmm	2.325												
Promedio Contenido de vacios (%)	4.50												