



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**INFLUENCIA DEL POLVO DE NEUMÁTICO EN LA TENSIÓN  
INDIRECTA Y ENERGÍA DE FRACTURA DE LAS MEZCLAS  
ASFÁLTICAS TIBIAS**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:  
**DANIEL MEJÍA LOERA**

TUTOR:  
**DR. JESÚS ALFREDO HERNÁNDEZ NOGUERA**  
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

MÉXICO, D. F. OCTUBRE 2015



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



## **JURADO ASIGNADO:**

Presidente:	M. I. Deméneghi Colina Agustín
Secretario:	M. I. López Rincón Germán
1er. Vocal:	Dr. Hernández Noguera Jesús Alfredo
2do. Vocal:	Dr. Flores Castrellón Osvaldo
3er. Vocal:	Dra. Ossa López Alexandra

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

## **TUTOR DE TESIS:**

---

DR. JESÚS ALFREDO HERNÁNDEZ NOGUERA



# Resumen

En la ciudad de México, el diseño de pavimentos asfálticos se caracteriza por el uso de la mezcla asfáltica en caliente (HMA), siendo por tanto la de uso convencional. Este tipo de mezcla cubre un rango de temperaturas que van de los 130 a 165° C y por tal motivo, en el proceso de fabricación y colocación en obra, genera olores y emisiones de dióxido de azufre (SO<sub>2</sub>), dióxido de nitrógeno (NO<sub>2</sub>) y monóxido de carbono (CO), entre otras, convirtiéndose en una de las fuentes más importantes de contaminantes atmosféricos dentro de la ciudad.

Por esta razón, en las últimas décadas surgió en Europa un nuevo tipo de mezcla asfáltica denominada Warm Mix Asphalt (WMA), que es una mezcla asfáltica en tibio, la cual con ayuda de aditivos modificadores de asfalto reducen la viscosidad, permitiendo una mayor trabajabilidad de la mezcla a temperaturas de aproximadamente 37° C menos que la HMA. Por lo anterior, el objetivo de la WMA es reducir significativamente la generación de emisiones contaminantes.

Para el caso de la ciudad de México, los altos niveles de contaminantes atmosféricos no son el único problema ambiental existente, los neumáticos en desuso, se han incrementado de forma preocupante, ya que el número de éstos es mucho mayor al número de los reciclados. Como una opción para reutilizar dichos neumáticos se han realizado investigaciones para fomentar su uso como modificador de asfalto en la construcción de carreteras.

Con la intención de contribuir con una mejora ambiental de la Ciudad, en esta tesis se analizará el comportamiento mecánico de una mezcla asfáltica tibia (WMA) con la incorporación de polvo de neumático, mediante las pruebas de Tensión Indirecta y Energía de Fractura.



A partir de los resultados obtenidos en la fase experimental se observó un cambio en el comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica cuando se modificó con la adición del polvo de neumático; por consiguiente, dicha modificación generó cambios volumétricos, incrementando los vacíos de aire en la mezcla compactada, afectando severamente los resultados finales.

# Abstract

In the Mexico City, the design of asphalt pavements is characterized by the use of the hot mixture asphalt (HMA), being therefore that of conventional use. This type of mixture, it covers a range of temperatures that go from the 130 to 165 ° C and for such a motive, in the manufacturing process and placement in work, generates smells and emission of dioxide of sulphur (SO<sub>2</sub>), dioxide of nitrogen (NO<sub>2</sub>) and carbon monoxide (CO), among others; turning into one of the most important sources of atmospheric pollutants inside the city.

For this reason, in the last decades there arose in Europe a new type of asphalt mixture named Warm Mix Asphalt (WMA), which is asphalt mixture in lukewarmly, which with help of modifying additives of asphalt reduce the viscosity allowing a major trabajabilidad of the mixture temperatures of approximately 37 ° C less than the HMA. For the previous thing, the aim of the WMA, there is to reduce significantly the generation of pollutant emission.

For the case of the Mexico City, the high levels of atmospheric pollutants are not the only environmental existing problem, the tires out of use; it has increased of worrying form since the number of these is very much bigger than the number of the recyclings. As an option to re-use the above mentioned tires researches have been realized to promote his use as modifier of asphalt in the construction of roads.

With the intention of contributing with an environmental improvement of the City, in this thesis there will be analyzed the mechanical behavior of an asphalt lukewarm mixture (WMA) by the incorporation of powder of tire, by means of the tests of Indirect Tension and Energy of Fracture.





From the results obtained in the experimental phase, a change was observed in the mechanical behavior of the asphalt mixture when the above mentioned modification was modified by the addition of the powder of tire, consequently, generated volumetric changes, increasing the air emptinesses in the compacted mixture affecting severely the final results.

# Agradecimientos

Esta tesis si bien ha requerido de esfuerzo y mucha dedicación, no hubiese sido posible su finalización sin la cooperación desinteresada de todas y cada una de las personas que a continuación citaré y muchas de las cuales han sido un soporte muy fuerte en momentos difíciles.

Primero y antes que nada agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico que me brindó durante el tiempo de estudio de mi maestría.

Agradecer hoy y siempre a mi familia porque sé que procuran mi bienestar y está claro que si no fuese por el esfuerzo realizado por ellos, mis estudios no hubiesen sido posibles. A mis padres Rosa y Víctor, mis hermanos Israel, Rocío y Luis Antonio, también Ruth y Francisco, a todos ellos por el ánimo, apoyo y alegría que me brindan y me dan la fortaleza necesaria para seguir adelante.

Quisiera mencionar como parte importante al Dr. Jesús Alfredo Hernández Noguera, que ha sido para mí un auténtico privilegio y honor tenerlo como director, y al que me gustaría agradecerle la gran oportunidad que me ha dado y la confianza que ha depositado en mí en el curso de esta tesis.

Mi más amplio agradecimiento para el Dr. Efraín Ovando Shelley, Coordinador del Área de Geotecnia del Instituto de Ingeniería UNAM, cuyo invaluable y generoso apoyo e interés hizo posible la realización de esta investigación, así como por haberme hecho sentir en todo momento en un gran equipo de trabajo.



Agradezco con mucho cariño a la Ing. Trujillo Valladolid Maribel, ella forma parte de este trabajo el cual sin su ayuda no hubiera realizado jamás, pues con el tiempo me he dado cuenta que todo lo que permanece contigo hasta el final es porque se convierte en parte de tu vida, más que una compañera de cubículo, más que la compañera de licenciatura, especialidad, maestría y más de lo que puedo expresar le agradezco de todo corazón, pues siempre ha demostrado ser más que una excelente amiga.

Así también, quiero agradecer con mucho cariño a todo el personal del Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Dra. Alexandra Ossa López, Ing. Francisco Armando Rangel Ordóñez, Sr. Francisco, Joel, Roberto, Hugo, Santiago; ya que dentro del ámbito que corresponde a cada uno de ellos me han apoyado sin ponerme ningún impedimento, al contrario, me han brindado siempre una sonrisa.

Gracias al apoyo de una gran institución: el Instituto de Ingeniería de la UNAM que me abrigó en sus instalaciones durante el tiempo necesario, y que además me otorgó todo su apoyo durante el proceso de la investigación.

Del mismo modo, agradezco la colaboración de la M.I. Rosita Martínez, M.I. Jesús Espinosa y M.I. Carlos Coria de Grupo SemMaterials, por la donación de material asfáltico, resultados de pruebas y su gran apoyo y colaboración durante mi estancia en sus instalaciones.

Al igual muchas gracias a las empresas y personas que proporcionaron el material de trabajo para esta tesis:

- Al Ing. Carlos Mora de Reciclados Vanguardia por la donación del polvo de neumático.
- A la Planta de Asfalto del Distrito Federal, por la donación del material asfáltico.
- Grupo Pirámide, por la donación del agregado pétreo.

Ya que dicho material fue de gran apoyo para el estudio de los objetivos establecidos.

Desde luego, gracias al apoyo y al cariño que siempre me inspiran todos mis amigos, compañeros y mis maestros, quienes siempre me han enseñado algo, quienes por cierto son muchos y no podría enumerar suficientemente.

Y no por estar al último resta menor importancia sino por el contrario, gracias sobremanera a la Universidad Nacional Autónoma de México, institución a la que quiero tanto que no es fácil expresarlo con palabras.

A todos mi mayor reconocimiento y gratitud.

# ÍNDICE

<b>Resumen</b> .....	V
<b>Abstract</b> .....	VII
<b>Agradecimientos</b> .....	IX
<b>Lista de figuras</b> .....	XIII
<b>Lista de tablas</b> .....	XVII
<b>Capítulo 1 Introducción y objetivos</b>	
1.1 Introducción.....	1
1.2 Problema a resolver.....	2
1.3 Objetivos.....	5
1.4 Hipótesis.....	6
<b>Capítulo 2 Antecedentes</b>	
2.1 Introducción.....	7
2.2 Mezclas asfálticas.....	10
2.2.1 Mezclas asfálticas tibias.....	12
2.3 Polvo de neumático.....	13
2.3.1 Uso del polvo de neumático en mezclas asfálticas.....	15
2.4 Tensión indirecta.....	17
2.5 Energía de fractura.....	19
<b>Capítulo 3 Trabajo experimental</b>	
3.1 Metodología.....	23
3.2 Materiales considerados.....	24
3.2.1 Asfalto.....	24



3.2.2 Agregado mineral.....	29
3.2.3 Polvo de neumático.....	30
3.3 Diseño de la HMA de referencia por la metodología AMAAC para la elaboración de la WMA con y sin polvo de neumático.....	31
3.3.1 Diseño volumétrico.....	33
3.3.2 Deformaciones plásticas.....	40
3.3.3 Elaboración de las probetas para la WMA con y sin polvo de neumático....	42
3.4 Prueba de tensión indirecta.....	44
3.4.1 Acondicionamiento de probetas.....	44
3.4.2 Procedimiento de ensayo.....	45
3.5 Prueba de energía de fractura.....	47
3.5.1 Acondicionamiento de probetas.....	47
3.5.2 Procedimiento de ensayo.....	48
<b>Capítulo 4 Análisis de resultados</b>	
4.1 Análisis de ensayos experimentales.....	51
4.2 Comparativa entre mezcla asfáltica tibia con polvo de neumático y sin polvo de neumático.....	61
<b>Capítulo 5 Conclusiones y futuras líneas de investigación</b>	
5.1 Conclusiones.....	65
5.2 Futuras líneas de investigación.....	68
<b>Referencias</b>	
<b>Anexo</b>	
A1. Reporte fotográfico.....	73

# Lista de figuras

Figura 1.2.1 Emisión de contaminantes en la Zona Metropolitana del Valle de México 2000-2012. Nota: La ZMVM incluye las 16 delegaciones del Distrito Federal y 18 municipios del Estado de México. Fuente: Semarnat INEM 2005 [31].....	2
Figura 1.2.2. PM 2.5 m <sup>3</sup> ; mezcla de sustancias orgánicas e inorgánicas que al ser inhaladas pueden llegar a los bronquios. Fuente: OMS Mauricio Ledesma.....	3
Figura 1.2.3. Gráfica de las ciudades más contaminadas del mundo, del 2009 en adelante. Fuente: World Health Organization.....	5
Figura 2.1.2. Emisión nacional de contaminantes por fuente. Fuente: Semarnat INEM 2005 [31].....	8
Figura 2.1.3. Neumáticos de desuso. Vertedero en Kuwait 2013 [16].....	9
Figura 2.1.4. Polvo de neumático para modificar mezcla asfáltica [21].....	10
Figura 2.2.1. Mezcla asfáltica [22].....	11
Figura 2.2.2. Evaporación de gases y olores de la mezcla asfáltica HMA [19].....	12
Figura 2.3.1. Foto aérea de tiradero clandestino en Santa Fe Ciudad de México. Fuente: El Universal, 2014.....	14
Figura 2.3.2. Centro de acopio. Cd. Juárez, Chih. Avance: aprox. 2'900,000 llantas retiradas. Fuente: Semarnat 2009 [9].....	14
Figura 2.3.1.1. Producción de polvo de neumático [15].....	15
Figura 2.3.1.2. Proceso de modificación por vía seca [15].....	16
Figura 2.3.1.3. Proceso de modificación por vía húmeda [15].....	17
Figura 2.4.1. Ensayo de tensión indirecta [24].....	18
Figura 2.4.2. Prueba de tensión indirecta.....	19
Figura 2.5.1. Ensayos para la evaluación de la energía de fractura [8].....	20
Figura 2.5.2. Dimensiones recomendadas para las probetas de la prueba de fractura.....	21
Figura 3.1.1. Diagrama de metodología empleada.....	24



Figura 3.2.1.1. Asfalto donado por la Planta de Asfalto del GDF.....	25
Figura 3.2.1.2. Asfalto donado por SemMaterials México.....	26
Figura 3.2.1.3. Análisis químico del asfalto EKBÉ.....	27
Figura 3.2.1.4. Imagen superficial del asfalto EKBÉ, escala 10 $\mu\text{m}$ .....	27
Figura 3.2.1.5. Análisis químico del asfalto ACO-022-P KA-18A en la parte de los pliegues.....	27
Figura 3.2.1.6. Imagen superficial del asfalto ACO-022-P KA-18A, escala 10 $\mu\text{m}$ .....	28
Figura 3.2.1.7. Análisis químico del asfalto ACO-022-P KA-18A en la parte porosa.....	28
Figura 3.2.1.8. Imagen superficial del asfalto ACO-022-P KA-18A en la parte porosa, escala 1 $\mu\text{m}$ .....	28
Figura 3.2.2.1. Basalto para la fabricación de probetas.....	29
Figura 3.2.3.1. Polvo de neumático con un tamaño menor a 0.6 mm.....	30
Figura 3.2.3.2. Imagen superficial del caucho, escala 100 $\mu\text{m}$ .....	31
Figura 3.2.3.3. Imagen superficial del caucho, escala 1 nano.....	31
Figura 3.3.1. Niveles de diseño para mezclas asfálticas AMAAC 2008 [6].....	32
Figura 3.3.2. Curva volumétrica para el diseño de la mezcla de referencia y para la elaboración de la WMA.....	33
Figura 3.3.1.1. Elaboración de la mezcla de referencia.....	34
Figura 3.3.1.2. Procedimiento de la prueba de susceptibilidad a la humedad.....	38
Figura 3.3.1.3. Resultados de resistencia a la tensión indirecta de la prueba de susceptibilidad a la humedad.....	40
Figura 3.3.2.1. Deformación plástica de una mezcla débil [23].....	40
Figura 3.3.2.2. Prueba de pista española.....	41
Figura 3.3.2.3. Resultados gráficos de la prueba de deformación permanente.....	42
Figura 3.3.3.1. Probetas para la prueba de tensión indirecta (Izq.) y prueba de fractura (Der.).....	44
Figura 3.3.3.2. Geometría de las probetas para la prueba de fractura.....	44

Figura 3.4.2.1. Etapa de saturación.....	45
Figura 3.4.2.2. Congelamiento a -18 °C por 16 horas.....	46
Figura 3.4.2.3. Inmersión en agua caliente por 24 horas.....	46
Figura 3.4.2.4. Prueba de tensión indirecta de una mezcla asfáltica tibia.....	47
Figura 3.5.1.1. Ambientación de las probetas para la prueba de fractura.....	47
Figura 3.5.2.1. Colocación de la probeta en el dispositivo de ensaye.....	48
Figura 3.5.2.2. Prueba de fractura.....	48
Figura 3.5.2.3. Ejemplo de regresión CMOD-Tiempo [7].....	49
Figura 3.5.2.4. Gráfica de Carga-CMOD para el cálculo del área bajo la curva [7].....	50
Figura 4.1.1. Gráfica de tensión indirecta de la mezcla con asfalto tibio.....	52
Figura 4.1.2. Gráfica de tensión indirecta de la mezcla con asfalto tibio + 10% polvo de neumático.....	53
Figura 4.1.3. Gráfica de tensión Indirecta de la mezcla con asfalto tibio + 15% polvo de neumático.....	54
Figura 4.1.4. Gráfica de tensión indirecta de la mezcla con asfalto tibio + 20% polvo de neumático.....	55
Figura 4.1.5. Resultados promedio de la prueba de tensión indirecta de las probetas sin acondicionamiento.....	56
Figura 4.1.6. Resultados promedio de la prueba de tensión indirecta de las probetas acondicionadas.....	56
Figura 4.1.7. Gráficas carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura de la mezcla con asfalto tibio.....	57
Figura 4.1.8. Gráficas carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura de la mezcla con asfalto tibio + 10% de PN.....	58
Figura 4.1.9. Gráficas carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura de la mezcla con asfalto tibio + 15% de PN.....	59
Figura 4.1.10. Gráficas carga vs desplazamiento de la prueba de energía fractura de la mezcla con asfalto tibio + 20% de PN.....	60





Figura 4.1.11. Gráficas promedio de carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura.....	61
Figura 4.2.1. Gráfica de densidad específica teórica máxima de cada una de las mezclas.....	62
Figura 4.2.2. Gráfica de TSR vs vacíos de aire.....	62
Figura 4.2.3. Gráfica de TSR vs porcentaje de polvo de neumático incorporado.....	63
Figura 4.2.4. Gráfica de energía de fractura vs vacíos de aire.....	63
Figura 4.2.5. Gráfica de energía de fractura vs porcentaje de polvo de neumático incorporado..	64

# Lista de tablas

Tabla 2.4.1. Parámetros de ensayo para la norma AASHTO T 283-07 [23].....	18
Tabla 3.2.1.1. Caracterización del asfalto EKBÉ SUPERPAVE PG. Ensayos de consistencia...	26
Tabla 3.2.1.2. Caracterización del asfalto ACO-022-P KA-18A. Propiedades mecánicas.....	26
Tabla 3.2.1.3. Elementos químicos, asfalto Ekbé.....	27
Tabla 3.2.1.4. Elementos químicos en la parte de los pliegues, asfalto ACO-022 KA-18A.....	27
Tabla 3.2.1.5. Elementos químicos en la parte porosa, asfalto ACO-022 KA-18A.....	28
Tabla 3.2.2.1. Características geológicas del basalto.....	29
Tabla 3.2.2.2. Caracterización del basalto.....	30
Tabla 3.3.1.1. Resultados del diseño volumétrico de la mezcla HMA.....	36
Tabla 3.3.1.2. Resultados obtenidos de la prueba de susceptibilidad a la humedad de la mezcla de referencia.....	39
Tabla 3.3.2.1. Resultados de la prueba de deformación permanente.....	42
Tabla 3.3.3.1. Estándares de dosificación para las mezclas asfálticas.....	43
Tabla 3.3.3.2. Dosificación del polvo de neumático.....	43
Tabla 3.3.3.3. Temperaturas de mezclado.....	43
Tabla 4.1.1. Cálculo de la desviación estándar de los resultados obtenidos con el asfalto tibio..	52
Tabla 4.1.2. Cálculo de la desviación estándar de los resultados obtenidos con el asfalto tibio + 10% de PN.....	53
Tabla 4.1.3. Cálculo de la desviación estándar de los resultados obtenidos con el asfalto tibio + 15% de PN.....	54
Tabla 4.1.4. Cálculo de la desviación estándar de los resultados obtenidos con el asfalto tibio + 20% de PN.....	55
Tabla 4.1.5. Tabla resumen de la prueba de tensión indirecta.....	55



Tabla 4.1.6. Tabla de resultados de la prueba de energía de fractura empleando el asfalto tibio.....	57
Tabla 4.1.7. Tabla de resultados de la prueba de energía de fractura empleando el asfalto tibio + 10% de PN.....	58
Tabla 4.1.8. Tabla de resultados de la prueba de energía de fractura empleando el asfalto tibio + 15% de PN.....	59
Tabla 4.1.9. Tabla de resultados de la prueba de energía de fractura empleando el asfalto tibio + 20% de PN.....	60

# Capítulo 1

## Introducción y objetivos

### 1.1 *Introducción*

Tradicionalmente, los pavimentos flexibles han sido ampliamente utilizados en la mayoría de los países a nivel mundial; para el caso de México, la red carretera está constituida en un 90% por pavimentos de este tipo.

De manera convencional, dichos pavimentos se han construido con mezcla asfáltica en caliente. Este tipo de mezcla requiere de altas temperaturas para su elaboración y compactación, ya que de lo contrario la trabajabilidad se ve afectada, generando una pérdida en las propiedades mecánicas finales y además, generan un incremento en la contaminación ambiental por el desprendimiento de humos y gases.

Con la intención de reducir esta problemática, hoy en día la investigación en el área de las mezclas asfálticas está enfocada a la necesidad de eficientar los costos y contribuir a reducir el impacto ambiental. Esto se puede lograr mediante el uso de nuevas tecnologías como es el caso de las mezclas asfálticas en tibio (WMA).

Con base en lo anterior, las WMA surgen debido a la necesidad de reducir los niveles de emisión de contaminantes atmosféricos producidos por las HMA. En este proceso la viscosidad del ligante asfáltico se reduce permitiendo los procesos de mezclado, transportación y colocación a temperaturas significativamente bajas.

Otros de los beneficios principales son; emisiones reducidas en el quemado del combustible fósil, reducción de humos y generación de olor, tanto en planta como en el lugar de trabajo, así como mayor facilidad en las operaciones de colocación y compactación. Además, un punto a resaltar es que la mezcla en tibio ofrece todas estas ventajas sin sacrificar la durabilidad de los pavimentos asfálticos.

Otros de los esfuerzos por contribuir a la reducción del impacto ambiental, es el empleo de polvo de neumático. En años recientes se han desarrollado investigaciones enfocadas en el uso del polvo de neumático (generado de la trituración de los neumáticos en desuso), como modificador de asfalto. En estas investigaciones se han logrado excelentes resultados en cuanto al comportamiento mecánico del pavimento; los resultados ofrecen en la mayoría de los casos, una mejor resistencia a la deformación permanente, mejor resistencia a la baja temperatura de agrietamiento, reducción a la fatiga, susceptibilidad a la temperatura y disminución de ruido.

Desde el enfoque de la investigación científica, la combinación de polvo de neumático con mezclas tibias se convierte en un tema atractivo porque de manera conjunta contribuyen a la reducción de emisiones contaminantes y posiblemente también, a una reducción de los costos de construcción de pavimentos.

## 1.2 Problema a resolver

La Ciudad de México desde los años ochenta ha sido considerada una de las ciudades del mundo más contaminadas en su calidad del aire (Figura 1.2.1), según el artículo “México DF quiere volver a respirar” de Paula Chouza 25 de junio 2014; las emisiones contaminantes del aire son provocadas en un 50% por los vehículos y el otro 50% por la Industria con la quema de combustibles fósiles.

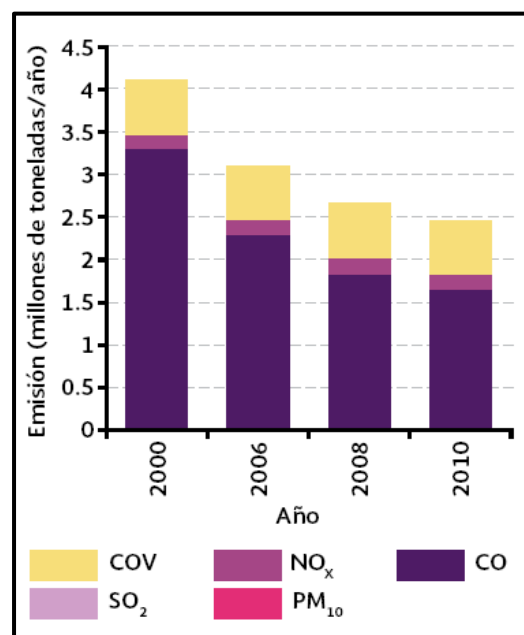


Figura 1.2.1 Emisión de contaminantes en la Zona Metropolitana del Valle de México 2000-2012. Nota: La ZMVM incluye las 16 delegaciones del Distrito Federal y 18 municipios del Estado de México. Fuente: Semarnat INEM 2005 [31].

Actualmente, este problema no es exclusivo de la Ciudad de México, recientemente en abril del 2014 la Organización Mundial de la Salud (OMS) presentó un informe donde se analizó la calidad del aire en mil 600 ciudades de 91 países (500 más que en el anterior recuento, realizado en 2011), entre ellas se encuentran las ciudades más pobladas de México, siendo Monterrey, la más contaminada, seguida de Toluca, Estado de México y la Ciudad de México.

La capital neoleonense es la que cuenta con el peor aire (Figura 1.2.2), con 36 microgramos de PM 2.5 (son partículas finas que permanecen en el aire más tiempo y viajan lejos) por metro cúbico, mientras Toluca registra 33 microgramos y la Ciudad de México de 25.

Las PM 2.5 pueden permanecer en el aire por días o semanas y no se detienen con tapabocas normales. Estas partículas llegan a causar problemas de salud respiratorios, principalmente a los pulmones, porque pueden viajar más profundamente y por estar compuestas de elementos que son más tóxicos (como metales pesados y partes orgánicas) pueden causar cáncer.

La OMS también reveló que el 19 por ciento de los casos de tumores malignos en México son causados por las pésimas condiciones del aire de las ciudades. Lo anterior ha llevado a los Institutos Nacionales de Cancerología (INCAN), de Enfermedades Respiratorias (INER) y de Salud Pública (INSP) a realizar diversas investigaciones relativas a este rubro.



Figura 1.2.2. PM 2.5 m<sup>3</sup>; mezcla de sustancias orgánicas e inorgánicas que al ser inhaladas pueden llegar a los bronquios. Fuente: OMS Mauricio Ledesma.

El INER afirma que los contaminantes en general son ya un cancerígeno reconocido, dando lugar a 1.3 millones de decesos anualmente. Así mismo, señala que la contaminación del aire en las ciudades es la responsable del aumento de casos de asma en los jóvenes, lo que ha generado que hoy en día existan más de 11 millones de personas afectadas. Datos del Instituto Nacional de



Ecología demuestran que en cinco años, la contaminación del aire en el país ha ocasionado 38 mil muertes por cáncer de pulmón y otros padecimientos.

El Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente expuso que, Monterrey ha alcanzado ese grado de contaminación debido a las plantas industriales que se ubican en la periferia, especialmente en Cadereyta, donde también se encuentra una planta de PEMEX. Por tanto, las actividades de las plantas industriales cercanas a las grandes ciudades del país han sido catalogadas como una de las principales fuentes contaminantes.

Un claro ejemplo de estas fuentes contaminantes es la industria del asfalto; la Agencia de Protección Ambiental (EPA) de Estados Unidos indica que las plantas de procesamiento de asfalto generan hexano, fenol, materia orgánica policíclica y tolueno. Además, las labores de almacenamiento del asfalto, transporte y colocación de mezcla asfáltica hacen que se liberen compuestos orgánicos volátiles, hidrocarburos aromáticos policíclicos y partículas condensadas muy finas.

Asimismo, pueden producir humos, gases y vapores conteniendo sustancias letalmente tóxicas, como el sulfuro de hidrógeno, arsénico, benceno, cadmio y se cita como muy peligrosos la presencia en el procesamiento de solventes como tolueno, xileno y nafta, además de estireno, asbestos, sílice y hule reciclado.

Según la organización ambientalista Blue Ridge Environment Defense League (BREDL) en estudios relacionados con la salud de los residentes cercanos a las plantas, en un radio de menos de 2 km, documentaron que cerca del 50% de los residentes experimentaron deterioro evidente en su salud a partir del momento en que las plantas iniciaron su operación. Las enfermedades más frecuentes fueron alta presión arterial (18%), sinusitis (18%), dolor de cabeza (14%) y problemas respiratorios (9%). Para la citada agencia federal estadounidense (EPA), la exposición a tales sustancias tóxicas presentes en el aire, puede causar cáncer, problemas en el sistema nervioso central, lesiones hepáticas, problemas respiratorios e irritación de la piel, informándose además de dolor de cabeza, tos, mareos y náuseas.

Por otra parte, a estas fuentes contaminantes del aire hay que agregar la quema de neumáticos fuera de uso, ya que la quema de llantas origina elevados niveles de contaminación del aire, generando emanación de gases que contienen sustancias tóxicas como el dióxido de carbono, azufre, compuestos clorados y otros elementos químicos.

A continuación se presenta una gráfica de contaminación del aire a nivel mundial (Figura 1.2.3), lo que deja en claro que de continuar sin tomar las medidas necesarias, no solo las grandes urbes como el caso de Monterrey serán afectadas sino que el problema se extrapolará a todas las grandes ciudades de las que somos parte.



Figura 1.2.3. Gráfica de las ciudades más contaminadas del mundo, del 2009 en adelante. Fuente: World Health Organization.

### 1.3 Objetivos

#### 1.3.1 Objetivo general

Determinar la factibilidad de fabricar una mezcla asfáltica tibia con la adición de polvo de neumático para un tránsito medio.

Para ello, se seguirá el protocolo de la Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. (AMAAC) nivel II.

#### 1.3.2 Objetivos específicos

- Elaborar el diseño de una mezcla asfáltica en caliente (HMA) mediante la metodología AMAAC.
- Mediante la mezcla asfáltica de referencia (HMA), elaborar una mezcla asfáltica en tibio (WMA).
- Modificar el asfalto tibio con la incorporación de tres porcentajes distintos de polvo de neumático.
- Evaluar la influencia del polvo de neumático en la mezcla WMA mediante la prueba de Tensión Indirecta.
- Determinar la incidencia del polvo de neumático en la mezcla WMA mediante la prueba de Energía de Fractura.





#### 1.4 Hipótesis

- A. Se presentará una incompatibilidad del polvo de neumático con el asfalto tibio, debido a la diferencia en el gradiente de temperatura que se requiere en el proceso de incorporación de la mezcla.
- B. La trabajabilidad en la fabricación de la mezcla asfáltica en tibio con la incorporación de polvo de neumático no se verá afectada de manera importante, ya que la expansión del caucho será limitada.
- C. Para el ensayo de Tensión Indirecta, la mezcla que contenga un mayor porcentaje de polvo de neumático presentará una mayor resistencia mecánica, comparada con las de menor porcentaje.
- D. En el ensayo de Fractura, la mezcla que contenga un mayor contenido de polvo de neumático tendrá la capacidad de disipar una mayor energía en un mayor tiempo.

# Capítulo 2

## Antecedentes

### *2.1 Introducción*

En la actualidad uno de los principales problemas ambientales que afecta la calidad de vida del hombre, animales y plantas que habitan en las grandes ciudades, es la contaminación del aire, esto debido a la gran producción de ciertos gases tóxicos que entran en contacto con las partículas de la atmósfera, generados principalmente por procesos industriales derivados de la combustión en industrias y automóviles.

Un caso particular es el de la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), donde de acuerdo con el Inventario Nacional de Emisiones de México (INEM) y el Programa para Mejorar el Aire del Valle de México (ProAire), datos recientes indican que del 2002 al 2012 se emitieron alrededor de 69 millones de toneladas de contaminantes en promedio anual, de los cuales, 22% fueron emitidos por fuentes naturales<sup>1</sup> y 78% por fuentes antropogénicas. Las fuentes naturales emitieron principalmente compuestos orgánicos volátiles y óxidos de nitrógeno. Aunque las emisiones de fuentes naturales fueron significativas en cuanto a volumen, se distribuyen ampliamente en todo el territorio nacional, en contraste con las antropogénicas que cobran mayor importancia porque se generan cerca de ciudades o poblados, por lo que se incrementa el número de personas expuestas a los efectos nocivos de los contaminantes [33].

El 89% del total de contaminantes emitidos por fuentes naturales correspondió a compuestos orgánicos volátiles provenientes de la vegetación y el restante 11% fue de óxidos de nitrógeno

generados por la actividad microbiana del suelo. En el caso de las fuentes antropogénicas, el mayor volumen emitido provino de las fuentes móviles carreteras<sup>2</sup> (61%), seguidas por las fuentes de área<sup>3</sup> (9%), las fuentes fijas<sup>4</sup> (7%) y las fuentes móviles no carreteras<sup>5</sup> (1%), figura 2.1.2.

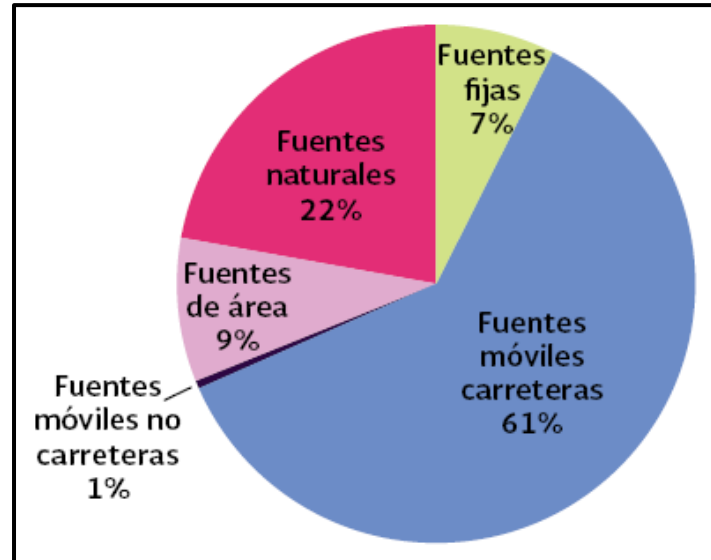


Figura 2.1.2. Emisión nacional de contaminantes por fuente. Fuente: Semarnat INEM 2005 [31].

**1 Fuentes naturales:** incluyen fuentes biogénicas como la vegetación y la actividad microbiana del suelo. No se reportaron emisiones por actividad volcánica, otra fuente importante de emisiones aunque intermitente, ya que no se registró una actividad significativa.

**2 Fuentes móviles carreteras:** incluyen autos particulares (tipo sedán), camionetas Pick-up, vehículos privados y comerciales, autobuses de transporte urbano, tracto camiones, taxis, camionetas de transporte público de pasajeros y motocicletas.

**3 Fuentes de área:** incluyen combustión agrícola y doméstica, artes gráficas, **asfaltado**, lavado en seco, pintado automotriz, pintura para señalización vial, recubrimiento de superficies, uso doméstico de solventes, limpieza de superficies industriales, manejo y distribución de gas licuado de petróleo, gasolinas y diésel, **actividades de construcción**, asados al carbón, panificación, aplicación de fertilizantes y plaguicidas, corrales de engorda, ganaderas de amoníaco, labranza, aguas residuales, incendios de construcciones, incendios forestales, emisiones domésticas de amoníaco, esterilización de material hospitalario, cruces fronterizos, terminales de autobuses y quemas agrícolas.

**4 Fuentes fijas:** incluyen a las industrias del petróleo y petroquímica, química (incluye plásticos), producción de pinturas y esmaltes, metalúrgica y siderúrgica, automotriz, celulosa y papel, cemento y cal, asbesto, vidrio, alimentos y bebidas, textil, madera, generación de energía eléctrica, residuos peligrosos, hospitales y **producción de asfalto**, entre otras.

**5 Fuentes móviles no carreteras:** incluyen aviación, equipo básico en aeropuertos, embarcaciones marinas, locomotoras de arrastre, locomotoras de patio, maquinaria de uso agropecuario y para construcción.

Una de las principales industrias generadoras de dichos gases, es la industria del asfalto, ya que produce una gran cantidad de emisiones contaminantes en el momento de fabricación y colocación de mezcla asfáltica en caliente, debido a las altas temperaturas que se requieren.

Por tanto, para dar solución a este problema surgió la tecnología WMA, que son mezclas asfálticas en tibio, en las que se reduce la temperatura de su producción, pero manteniendo sus propiedades mecánicas y reológicas a la par de las mezclas convencionales.

La tecnología WMA reduce las temperaturas y la colocación de la mezcla de 20 a 37° C en comparación con la mezcla convencional, lo que se traduce en una reducción en el consumo de energía durante el proceso de fabricación. Además, el uso de esta tecnología conduce a una disminución en las emisiones de gases y olores de las plantas de asfalto, y mejora las condiciones de trabajo. Con respecto a las emisiones de gases, hay estudios que reportan reducciones de 30 a 40% de las emisiones de CO<sub>2</sub>, 35% de las emisiones de SO<sub>2</sub>, 50% de las emisiones de compuestos orgánicos volátiles (COV), 10 a 30% de las emisiones de CO, 60 a 70% de las emisiones de NO<sub>x</sub> y de 20 a 25% las emisiones de polvo [4, 5 y 32].

Por otra parte, a pesar de que la tecnología WMA es una solución que reduce las emisiones contaminantes del aire producidas en las mezclas convencionales, existe otro factor que influye en la contaminación del aire, los neumáticos en desuso. Estos neumáticos en desuso aumentan los niveles de contaminación por ozono y partículas suspendidas, ya que en tiraderos a cielo abierto son empleadas como material de combustible para incinerar la basura; además son un alto riesgo de incendio debido a que los neumáticos están elaborados de plástico derivado del petróleo, y su forma hueca puede atrapar aire u otros gases (Figura 2.1.3).



**Figura 2.1.3. Neumáticos de desuso. Vertedero en Kuwait 2013 [16].**

Ante la problemática anterior, autoridades ambientales en combinación con las empresas Goodyear, Apasco y la industria del asfalto, participan en el reaprovechamiento de neumáticos. Siendo uno de ellos el polvo de neumático, proveniente de un proceso industrial para la trituración de neumáticos fuera de uso (Figura 2.1.4); y empleado en la modificación de asfaltos convencionales mejorando sus propiedades mecánicas, lo que da como resultado un mejor comportamiento frente a uno de los problemas más comunes en pavimentos, la fisuración [10].



Figura 2.1.4. Polvo de neumático para modificar mezcla asfáltica [21].

Ante estas dos problemáticas, esta tesis centra su investigación en las mezclas asfálticas tibias con la incorporación de polvo de neumático, con la finalidad de evaluar el proceso de fisuración en mezclas asfálticas mediante los ensayos de Tensión Indirecta y Ensayo de Energía de Fractura.

## 2.2 Mezclas asfálticas

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

El Instituto Mexicano del Transporte define a la mezcla asfáltica 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 [30], figura 2.2.1.

El Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica [23] describe al asfalto como un cemento fuerte, fácilmente adhesivo, altamente impermeable y durable. No obstante, es un sólido o semisólido en condiciones normales de temperatura ambiental, el cual puede ser fácilmente mezclado mediante la aplicación de calor. El asfalto se considera como un cemento bituminoso, debido al hecho de que está constituido por hidrocarburos.



Figura 2.2.1. Mezcla asfáltica [22].

Existen varios tipos de mezclas asfálticas, de acuerdo con las fracciones de agregado pétreo empleado en su elaboración, éstas se dividen en:

- Mortero asfáltico. Agregado fino, polvo mineral y cemento asfáltico.
- Concreto asfáltico. Agregado fino y grueso, polvo mineral y cemento asfáltico.
- Macadam asfáltico. Agregado grueso y cemento asfáltico.

Si la temperatura de fabricación es considerada, se dividen en:

- Mezclas en caliente.
- Mezclas en frío.

Cuando es considerado el porcentaje de vacíos de aire, las mezclas pueden ser densas o cerradas; semidensas o semicerradas; abiertas y porosas, dependiendo de si tienen menos del 6%, entre el 6 y el 12% de vacíos de aire, entre el 12 y el 18% o más del 20%, respectivamente. Otra clasificación que se establece es si se considera la curva granulométrica, y se clasifican en mezclas asfálticas continuas o mezclas discontinuas.

La mezcla asfáltica en caliente se tipifica así, porque tanto el agregado pétreo, como el asfalto, se calientan antes del mezclado a una temperatura de  $150 \pm 5^\circ \text{C}$  (cuando no es un asfalto modificado, ya que aumenta la temperatura); es un tipo de mezcla compuesta por un 93 a 97 % de agregado pétreo y por un 3 a 7 % de asfalto, con respecto a la masa total de la mezcla. Conviene señalar que es un tipo de mezcla asfáltica ampliamente utilizado en México. Pero en los últimos años han surgido nuevas tecnologías que han permitido el poder elaborar mezclas asfálticas a temperaturas más bajas que las de las mezclas asfálticas convencionales; y en las cuales se hará enfoque esta tesis [3].

### 2.2.1 Mezclas asfálticas tibias

Actualmente, alrededor del mundo la mayor parte de obras carreteras consisten en el uso de pavimentos flexibles, siendo las mezclas asfálticas en caliente (HMA) las de uso convencional. Durante la última década, con la problemática del calentamiento global generado por los gases de efecto invernadero, se dio la tendencia al uso de nuevas tecnologías de aplicación a dicho problema de contaminación; surgiendo así las mezclas asfálticas tibias (WMA). Este tipo de mezclas han ganado popularidad en Europa y en algunos otros países de América; con el objetivo de disminuir la emisión de gases contaminantes y obtener una resistencia y durabilidad equivalente o incluso mejor que los pavimentos de HMA.

Estas mezclas en tibio se fabrican con asfaltos modificados mediante la incorporación de aditivos que reducen la viscosidad del asfalto. Esta reducción resulta en el aumento de la trabajabilidad y facilidad de uso, beneficios ecológicos como menos emisiones y reducción de los costos debido a un menor uso de energía. En términos de facilidad de trabajo, la viscosidad reducida ayuda a los agregados a mezclarse más fácilmente.

Cuando se discute acerca de los beneficios ambientales, existen serias preocupaciones sobre las emisiones de gases de efecto invernadero en las aplicaciones de pavimentos de HMA. Debido a las temperaturas más bajas de aplicación de WMA, la emisión de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) y otros de los llamados gases de efecto invernadero se reducen en comparación con mezclas de HMA (Figura 2.2.2). Además, se produce menos evaporación de componentes pesados del asfalto que en las aplicaciones convencionales (HMA). Por tanto, se generan menos olores en plantas de asfalto, ofreciendo condiciones de trabajo más agradables; algunas personas que trabajan en las plantas de asfalto comentan que la evaporación de gases es bastante menor en la producción de WMA en comparación con la producción de HMA. El consumo de energía para la producción de WMA ha sido reportado como el 60-80% de la producción de HMA. Algunos estudios también han informado de la gama de 20 a 35% de ahorro en combustible del quemador con el uso de las tecnologías de WMA [2].



Figura 2.2.2. Evaporación de gases y olores de la mezcla asfáltica en caliente [19].



En la industria del asfalto, una forma común de lograr temperaturas de aplicación más bajas con el fin de producir WMA es la utilización de aditivos WMA. Todos los aditivos WMA actuales, facilitan la disminución de la temperatura de producción ya sea por la reducción de la viscosidad y/o expandir el volumen del asfalto a una temperatura dada.

Dentro de los procesos para producir WMA, existen tres tecnologías ampliamente utilizadas en Europa:

- Asph-Min®. Vendido en Europa por Eurovia, es una zeolita sintética. Este material es agregado como un polvo fino durante el ciclo de mezclado en planta para crear un efecto espumoso en el asfalto. Químicamente, la zeolita es un material de silicato de aluminio con 18% de agua de hidratación ligada por dentro. Cuando se agrega a una mezcla asfáltica el 0.3% del peso aproximadamente, el asfalto se comporta de forma líquida gradualmente todo el tiempo, resultando una acción espumosa casi continua. Esta acción espumosa del asfalto líquido actúa como un diluyente y lubricante facilitando el manejo de la mezcla a temperaturas más bajas. Las temperaturas de producción pueden ser reducidas a un rango de 103° a 145° C [4 y 5].
- WAM-Foam®. (Espuma de Mezcla Asfáltica Caliente) Es un sistema de asfalto de dos componentes que introduce un asfalto suave y un asfalto duro espumoso en diferentes tiempos del ciclo de mezclado durante la producción. En este proceso, un componente del asfalto suave es mezclado con el agregado en la primera plataforma en un rango de temperatura de 100 a 120° C, para cubrir completamente el agregado. En la segunda plataforma de producción, un componente del asfalto duro es entonces espumado dentro de la mezcla del agregado pre-cubierto. Esta combinación actúa bajando la viscosidad para proveer la viabilidad necesaria. Esto permite que la mezcla sea colocada y compactada a una temperatura de 80° a 90° C [4 y 5].
- El tercer proceso WMA incluye la introducción de un aditivo orgánico de punto de fusión bajo, que químicamente cambia la curva de temperatura-viscosidad. Los dos tipos de aditivos orgánicos usados exitosamente a la fecha son cera sintética de parafina y un compuesto espumoso de bajo peso molecular. Ambos aditivos se funden a una temperatura de 99° C y producen una reducción en la viscosidad del asfalto proporcionando más líquido sobre sus puntos de fusión. Esto permite una reducción en las temperaturas de producción de 12° a 28° C. La cera de parafina es Sasobit® un producto de Sasol-Wax, Sudáfrica [4 y 5].

### 2.3 Polvo de neumático

El creciente número de vehículos en las carreteras de los países industrializados y en desarrollo, genera millones de neumáticos usados cada año; cerca de 1.4 mil millones de neumáticos se venden en todo el mundo anualmente, que posteriormente, caen en la categoría final de neumáticos en desuso. Estos neumáticos están entre las fuentes de los residuos más grandes y más problemáticos, debido al gran volumen producido y su durabilidad. La Agencia de Protección



Ambiental de los EE.UU. informa que 290 millones de llantas de desecho se generaron en 2003 [11]. En Europa cada año, 355 millones de neumáticos se fabrican en 90 plantas, lo que representa el 24% de la producción mundial. En la ciudad de México se genera el 20% del total de llantas usadas en el país; es decir, alrededor de 5 millones al año, convirtiéndose en un problema ambiental (Figuras 2.3.1 y 2.3.2).



Figura 2.3.1. Foto aérea de tiradero clandestino en Santa Fe Ciudad de México. Fuente: *El Universal*, 2014.



Figura 2.3.2. Centro de acopio. Cd. Juárez, Chih. Avance: aprox. 2'900,000 llantas retiradas. Fuente: *Semarnat 2009* [9].

La disposición inadecuada de los neumáticos puede suponer una amenaza potencial para la salud humana (riesgo de incendios, refugio para roedores u otras plagas como los mosquitos), e incrementar potencialmente los riesgos ambientales. La mayoría de los países de todo el mundo, se han dado a la tarea de generar un uso a la gran cantidad de neumáticos en desuso; con lo que en las diversas áreas de la ingeniería se inició la búsqueda de su aplicación.

Por tal motivo, el área de las vías terrestres de la ingeniería civil se enfocó en el uso de los neumáticos en desuso para la construcción de carreteras, implementando el caucho de la llanta

como agente modificador del asfalto o como agregado para la mezcla asfáltica. En consecuencia, se necesitó obtener tamaños del caucho con cierto diámetro en específico para poder incorporarlo [10].

### 2.3.1 Uso del polvo de neumático en mezclas asfálticas

El uso de neumáticos en la aplicación de la ingeniería civil inició en la década de los 60, debido a que tuvo un fuerte estímulo de conciencia ambiental originado por el gran número de neumáticos en desuso [11 y 34].

Dentro de las principales aplicaciones de reciclaje de neumáticos en desuso en la ingeniería civil se emplean como:

- Agente modificador de asfalto y como agregado en mezclas asfálticas.
- Aditivo para hormigón de cemento Portland.
- Material de relleno debido a su peso ligero.
- Barreras de seguridad, parachoques, y arrecifes artificiales.

Dentro de la aplicación en las mezclas asfálticas, los neumáticos en desuso se han empleado en forma de polvo con tamaños que van de 4.75 mm a 0.075 mm (Figura 2.3.1.1).

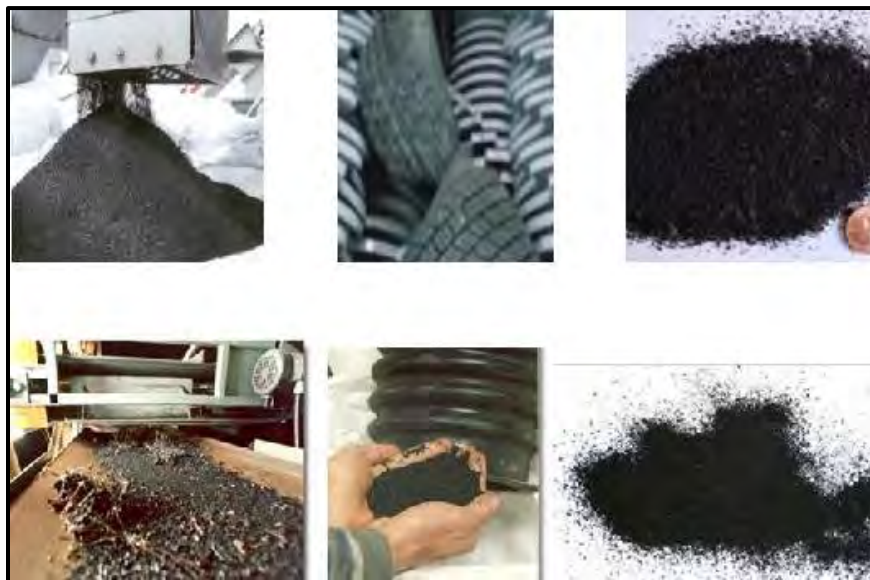


Figura 2.3.1.1. Producción de polvo de neumático [15].

Los procesos de la aplicación del polvo de neumático en mezclas asfálticas se pueden dividir en dos amplias categorías, el seco y el húmedo, ambos se describen a continuación:

#### Proceso por vía seca

En este proceso se incorpora el polvo de neumático directamente con el agregado y se mezclan por unos minutos para homogenizar el caucho con el material pétreo, segundos después se añade el asfalto y continúa el mezclado. Para obtener una mejor homogeneidad se recomienda aumentar el tiempo de mezclado de 10 a 15% respecto al tiempo de una mezcla convencional.

Es importante que para este tipo de modificación se controle exactamente la cantidad de polvo de neumático que se añade a la mezcla, ya que el porcentaje de contenido es crítico para el buen comportamiento de la misma. La temperatura de mezclado ocupa un rango de los 165° a 190° C, sin sobrepasar los 200° C.

Esta técnica requiere un período de almacenamiento en silo o en camión para que el material termine su proceso de maduración y no presente expansión después de la puesta en obra. El tiempo de maduración se determina en el laboratorio y se debe verificar en la obra, la figura 2.3.1.2 ejemplifica el proceso de modificación por vía seca [12].



Figura 2.3.1.2. Proceso de modificación por vía seca [15].

### Proceso por vía húmeda

El proceso conocido como vía húmeda se realiza generalmente en unidades móviles. Las instalaciones están provistas de una tolva para la alimentación del polvo de neumático y dos tanques para el proceso de mezclado. El polvo de neumático se deposita en la tolva mediante una cinta transportadora después de pasar por un dispositivo de pesaje. En el primer tanque, el asfalto se mezcla con el polvo de neumático donde se agita la mezcla continuamente para evitar la segregación del polvo de neumático.

Posteriormente, la mezcla es colocada en el segundo tanque donde se mezcla con el agregado pétreo y se genera el proceso de maduración, que es el tiempo en el que el caucho presenta una expansión. Con la constante agitación, el polvo de neumático absorbe las fracciones más ligeras del asfalto y se expande favoreciendo así la homogeneidad de la mezcla.

Las temperaturas necesarias para alimentar el asfalto están comprendidas entre los 165° C y los 190° C, sin sobrepasar los 200° C para evitar la degradación del asfalto y la emisión de sustancias nocivas. El tiempo de maduración del caucho varía entre 10 y 60 min, verificándose el tiempo establecido previamente en el laboratorio. La figura 2.3.1.3 representa el proceso de modificación por vía húmeda [12].



Figura 2.3.1.3. Proceso de modificación por vía húmeda [15].

De los dos procesos antes mencionados, para esta tesis se hará el uso del proceso de modificación por vía seca, modificando un asfalto tibio con tres porcentajes distintos (10, 15 y 20%) de polvo de neumático, y se evaluará la influencia del polvo de neumático mediante las pruebas de Tensión Indirecta y Energía de Fractura.

La prueba de Tensión Indirecta se realizará conforme a lo establecido en el protocolo AMAAC para la prueba “Resistencia de las Mezclas Asfálticas Compactadas al Daño Inducido por Humedad”.

#### 2.4 Tensión indirecta

El ensayo de Tensión Indirecta alrededor de 1965 se destacaba por ser un método simple que permitía imitar la respuesta de un pavimento flexible y obtener la carga máxima de resistencia de una mezcla antes de fracturarse (Figura 2.4.1), cerca de 1990 esta prueba se estandarizó bajo la norma NLT-346/90 “Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas”. Actualmente la tensión indirecta es una propiedad de resistencia de otras pruebas de laboratorio, como por ejemplo la prueba de Susceptibilidad a la Humedad empleada en la metodología de diseño de mezclas asfálticas del Protocolo AMAAC, y está regida bajo la norma AASHTO T 283-07 “Resistance of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) to Moisture-Induced Damage” (Resistencia de las mezclas bituminosas al daño inducido por humedad).

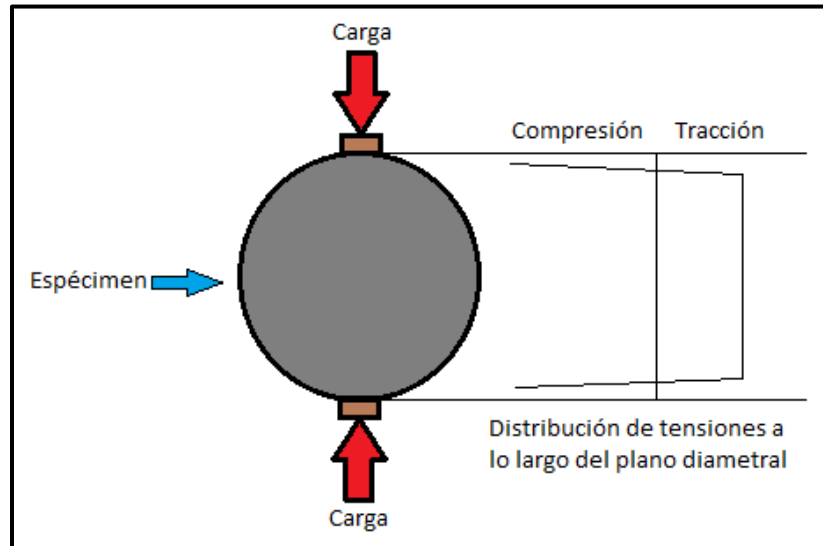


Figura 2.4.1. Ensayo de tensión indirecta [24].

De acuerdo con la norma AASHTO T 283-07, la tensión indirecta se calcula a través de una serie de parámetros y exigencias como se establecen en la tabla 2.4.1.

Tabla 2.4.1. Parámetros de ensayo para la norma AASHTO T 283-07 [23].

PARÁMETRO DE ENSAYO	EXIGENCIAS DE LOS ENSAYOS
Envejecimiento a corto plazo	Mezcla suelta <sup>1</sup> : 16 horas a 60° C Mezcla compactada: 72 a 96 horas a 25° C
Vacíos de aire de los especímenes compactados	6 a 8%
Agrupamiento de muestras	Los promedios de vacíos de aire de los dos subgrupos deberían ser iguales
Saturación	55 a 88%
Determinación del hinchamiento	Ninguno
Congelamiento	Mínimo 16 horas a -18° C (opcional)
Inmersión en agua caliente	24 horas a 60° C
Propiedades de resistencia	Resistencia a la tensión indirecta
Velocidad de carga	51 mm/min a 25° C
Precisión establecida	Ninguna

<sup>1</sup> El protocolo de envejecimiento a corto plazo de AASHTO T 283 no coincide con el protocolo de envejecimiento a corto plazo de Superpave. Se sugiere emplear el procedimiento T 283 de 16 horas a 60° C.

Una vez que se han cumplido satisfactoriamente los parámetros de ensayo, las probetas se ensayan aplicando una presión diametral mediante unas mordazas Lottman, tal y como se muestran en la figura 2.4.2.



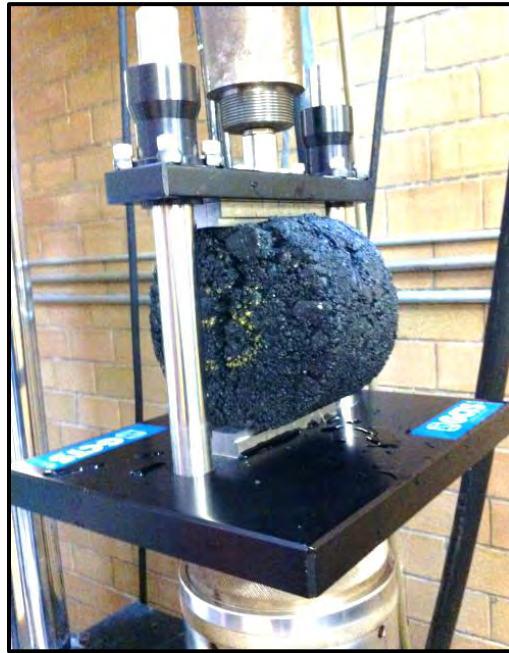


Figura 2.4.2. Prueba de tensión indirecta.

Al final se obtiene la carga máxima aplicada o tensión indirecta. La prueba se debe continuar hasta que se aprecie una grieta vertical. Se retira el espécimen de la prensa y se jalan las dos mitades para provocar su separación y determinar visualmente si solo se separó el asfalto o si presenta ruptura el agregado grueso.

Posteriormente, con los resultados de la carga máxima se obtiene el valor de la relación de resistencia a la tensión TSR (Tensile Strength Ratio); y de esta forma podemos evaluar el daño inducido por humedad.

En conjunto, con la prueba de Tensión Indirecta, otra prueba con la que se evaluará el desempeño de la incorporación del polvo de neumático, es la prueba de Energía de Fractura. Esta prueba se realizará de acuerdo con lo establecido en el ensayo “Disk-Shaped Compact Tension Test” que a continuación se describe.

### 2.5 Energía de fractura

La Mecánica de fractura lineal elástica (Linear Elastic Fracture Mechanics, LEFM), es la ciencia que se encarga del estudio de los procesos de propagación de grietas en sólidos, así como la distribución de tensiones y las deformaciones que se presentan en un material con discontinuidades, sometido a una tensión externa [8 y 26].

Esta ciencia tiene sus inicios con Griffith en 1921, donde debido a sus investigaciones basadas en los conceptos de la transformación de la energía elástica, obtiene una formulación energética de la mecánica de la fractura [26]. Pero el modelo de Griffith presentaba un inconveniente, ya que sólo representaba mecanismos de rotura de materiales muy frágiles, como el vidrio, y como consecuencia para otros materiales se presentaba gran dificultad para evaluarlos, ya que la energía

de superficie es inferior a la energía requerida para que se prolongue la grieta, esto debido a que las grietas no son lisas ni rectas, sino rugosas y curvilíneas y van acompañadas de microagrietamientos.

Entre 1940-1970, partiendo del modelo de Griffith, se desarrolló una gran cantidad de investigación teórica y experimental, teniendo como resultado algunos ensayos de fractura que actualmente son aplicables para la evaluación de la energía de fractura en pavimentos [8] (Figura 2.5.1). Sin embargo, estos ensayos estandarizados de fractura no se han desarrollado lo suficiente como para que este aspecto quede totalmente resuelto.

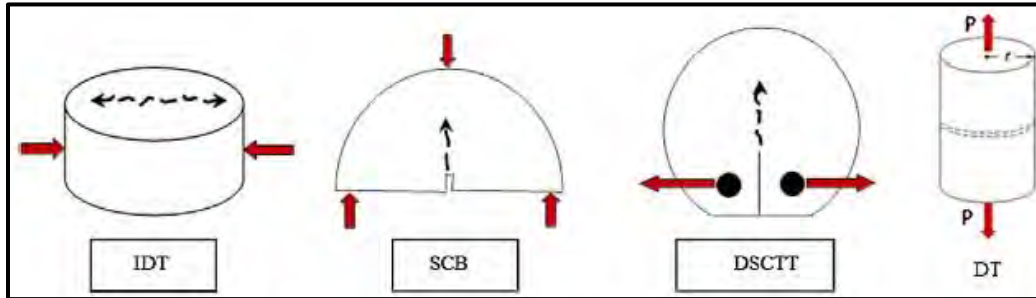


Figura 2.5.1. Ensayos para la evaluación de la energía de fractura [8].

Para el desarrollo de este trabajo se hará uso del ensayo Disk-Shaped Compact Tension Test, (DSCTT o DC). Este ensayo fue desarrollado en la Universidad de Illinois por Wagoner [8 y 26], donde hace uso de una probeta cilíndrica fabricada en el compactador giratorio Superpave. De esta probeta se obtienen discos, a estos posteriormente se les realiza un corte central y dos perforaciones de donde será sujeta para aplicar la tensión necesaria para inducir la fractura a través del corte antes mencionado, en la figura 2.5.2 se puede observar una probeta con los cortes realizados y una tabla de las dimensiones recomendadas.

Esta prueba está estandarizada a través de la norma ASTM D 7313-07 Standard Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate mixtures using the Disk-Shaped Compact Tension Geometry [1].

El ensayo consiste en la determinación de la energía de fractura ( $G_f$ ), donde se utiliza una probeta con una geometría específica que es sometida a una carga a tensión, con una velocidad de desplazamiento de 0.017 mm/s, a una temperatura de ensayo recomendada de 10° C o menor. [7]. El acondicionamiento de las probetas será por un mínimo de dos horas y un máximo de 16 a la temperatura seleccionada. Después del acondicionamiento se coloca la probeta en el dispositivo de carga, sujetándola por las perforaciones mediante unos pernos o seguros que permitan el movimiento al momento del ensayo. Es recomendable aplicar una pequeña carga no mayor a 2 kN para generar un asentamiento. La prueba debe de ejecutarse generándose una abertura de la boca de la probeta con una grieta constante; finalmente, la prueba se ha completado cuando el nivel de carga de post pico se ha reducido a 0.1 kN.

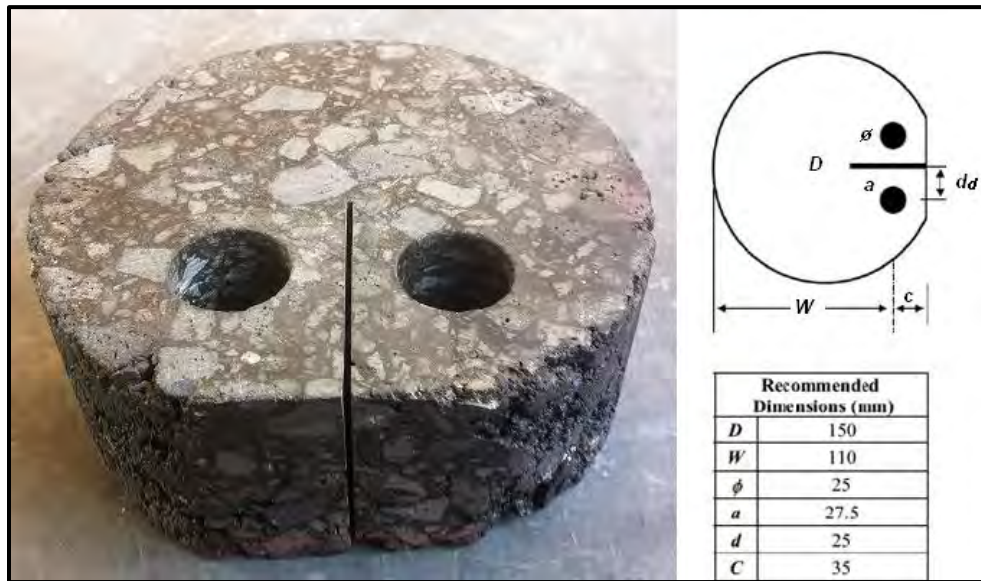


Figura 2.5.2. Dimensiones recomendadas para las probetas de la prueba de fractura.

Esta prueba de energía de fractura puede ser utilizada como un parámetro para describir la resistencia a la fractura de un pavimento flexible; y es particularmente útil para la evaluación de mezclas con asfaltos dúctiles. De igual manera, puede ayudar a diferenciar las mezclas cuya vida útil podría verse comprometida por el agrietamiento.





# Capítulo 3

## Trabajo experimental

### *3.1 Metodología*

Para el desarrollo experimental de esta tesis se elaboraron ensayos en el Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En este capítulo se describen los materiales, ensayos y procedimientos utilizados para la fabricación de probetas, además la ejecución de los ensayos para la evaluación de las hipótesis establecidas.

El desarrollo de la metodología planteada se inició con la caracterización de los materiales, es decir de los agregados pétreos, asfalto EKBE y asfalto modificado tibio. Posteriormente, se realizó el diseño de una HMA Nivel 2 por la metodología del protocolo AMAAC como mezcla de referencia; para continuar con la elaboración de una WMA y una WMA + polvo de neumático (en tres porcentajes distintos, 10, 15 y 20%).

Finalmente, se evaluaron las distintas mezclas mediante las pruebas de Tensión Indirecta (cubriendo por completo la prueba de Susceptibilidad a la Humedad) y la prueba de Fractura.

A continuación se presenta el diagrama (Figura 3.1.1) de la metodología empleada:

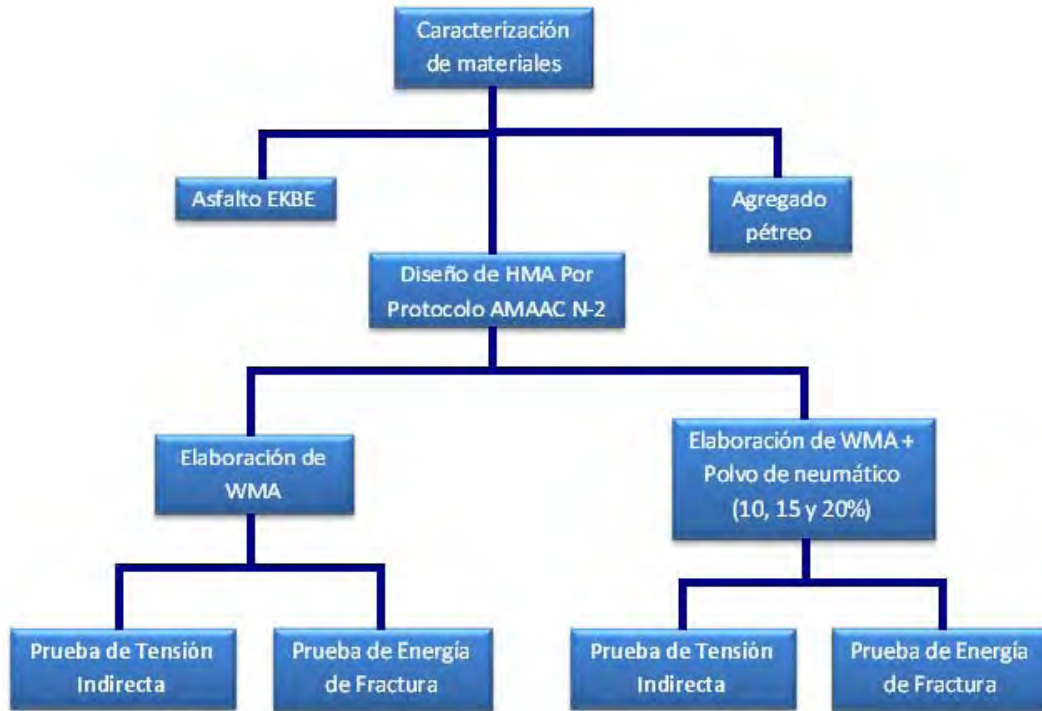


Figura 3.1.1. Diagrama de metodología empleada.

### 3.2 Materiales considerados

#### 3.2.1 Asfalto

En la fabricación de las probetas de ensayo se utilizaron dos tipos de asfaltos, uno de uso convencional para la mezcla de referencia y otro modificado para la WMA. El asfalto para las mezclas tibias fue empleado de dos formas; en la primera fue sin ninguna modificación, y en la segunda se modificó con la incorporación de tres porcentajes distintos del polvo de neumático (PN) por vía seca. Los asfaltos seleccionados fueron los siguientes:

- Cemento Asfáltico Ekbé Superpave PG (HMA).
- Cemento Asfáltico ACO-022-P KA-18A (WMA).

La modificación del asfalto para la WMA fue la siguiente:

1. ACO-022-P KA-18A + 10% PN.
2. ACO-022-P KA-18A + 15% PN.
3. ACO-022-P KA-18A + 20% PN.

#### *Cemento Asfáltico Ekbé Superpave PG*

Es un cemento asfáltico de uso convencional, que tuvo su presentación en el Octavo Congreso Mexicano del Asfalto en la ciudad de Cancún, Quintana Roo. En este magno evento Pemex presentó

el asfalto EKBÉ SUPERPAVE PG, el cual fue muy bien recibido por los asistentes debido a los resultados de caracterización; entre los cuales se encontraban distribuidores, autoridades de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y funcionarios del gobierno estatal.

EKBÉ SUPERPAVE PG cumple con la normatividad establecida por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (N-CMT-4-05-004/08), produciendo así el cemento asfáltico adecuado para las carreteras del país, en función del clima dominante y de la magnitud del tránsito a que el producto estará sujeto durante su vida útil.

EKBÉ es un asfalto grado PG 64-22, certificado bajo el análisis profesional de los laboratorios establecidos en las cinco refinerías. Su caracterización la podemos observar en la tabla 3.2.1.1, donde se hace un resumen de sus propiedades.

El cemento asfáltico EKBÉ (Figura 3.2.1.1), empleado en la elaboración de la HMA fue donado por la Planta de Asfalto del Gobierno de Distrito Federal ubicada en Av. del Imán, Col. Ajusco, Delegación Coyoacán, México D.F.



Figura 3.2.1.1. Asfalto donado por la Planta de Asfalto del GDF.

**Tabla 3.2.1.1. Caracterización del asfalto EKBÉ SUPERPAVE PG. Ensayos de consistencia.**

PRUEBAS	RESULTADOS	ESPECIFICACIONES SCT
Penetración a 25°C, 100 g, 5s; 10 <sup>-1</sup> mm mínimo	72	60 mín.
Viscosidad Saybol-Furol a 135°C; s, mínimo.	176	120 mín.
Punto de inflamación Cleveland; °C, mínimo	235	232 mín.
Punto de reblandecimiento; °C	51	48-56

### Cemento Asfáltico ACO-022-P KA-18A

El cemento asfáltico ACO-022-P KA-18A (Figura 3.2.1.2), es un asfalto donado por la empresa SemMaterials México ubicada km. 8.5, Carretera Federal Puebla-Atlixco, Colonia Tlaxcalancingo, Cholula Puebla, México. Dicho material, es un asfalto *Ekbé 64-22 modificado* para la fabricación de WMA con la principal finalidad de mitigar el impacto ambiental que se genera en las HMA.

Las características del cemento asfáltico ACO-022-P KA-18A se muestran en la tabla 3.2.1.2.


**Figura 3.2.1.2. Asfalto donado por SemMaterials México.**
**Tabla 3.2.1.2. Caracterización del asfalto ACO-022-P KA-18A. Propiedades mecánicas.**

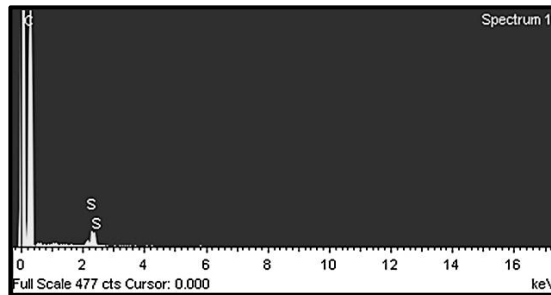
Pruebas	Norma	Especificación ASTM	Temperatura de prueba, °C	Valor obtenido
Viscosidad dinámica; Pa·s	ASTM D2171	Máx. 0.75	135	0.48
G*/sen d; kPa (Resistencia a la deformación permanente)	ASTM D113	Mín. 1.0	64	1.54
Ángulo de Fase; Grados	ASTM D-518572	---	64	85.83

Para un mejor estudio de los asfaltos empleados se realizó en el Instituto de Investigación en Materiales de la UNAM un análisis químico mediante un barrido electrónico, en el cual se pudieron observar los elementos que componen a cada asfalto así como la imagen superficial microscópica de cada uno. En las tablas 3.2.1.3, 3.2.1.4 y 3.2.1.5, y en las figuras 3.2.1.3 a la 3.2.1.8, se muestran los resultados del análisis químico, en el que se realizó una serie de tres análisis para cada asfalto.

**- Cemento Asfáltico Ekbé Superpave PG**

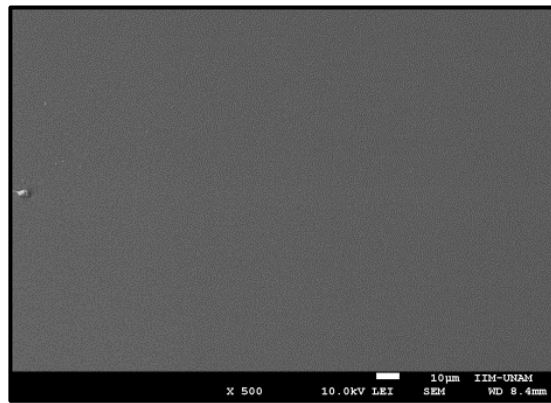
**Tabla 3.2.1.3. Elementos químicos, asfalto Ekbé.**

<b>C</b>	<b>CaCO3</b>	<b>Carbonato de calcio</b>
<b>S</b>	<b>FeS2</b>	<b>Sulfuro de hierro</b>
<i>Element</i>	<i>Weight %</i>	<i>Atomic %</i>
<b>C</b>	0.73	98.06
<b>S</b>	0.04	1.94
<b>Totals</b>	0.77	



**Figura 3.2.1.3. Análisis químico del asfalto EKBÉ.**

En el análisis químico del asfalto convencional se observa en la imagen superficial (Figura 3.2.1.4) que la combinación de sus elementos carbono (C) y azufre (S), se presenta de forma homogénea.

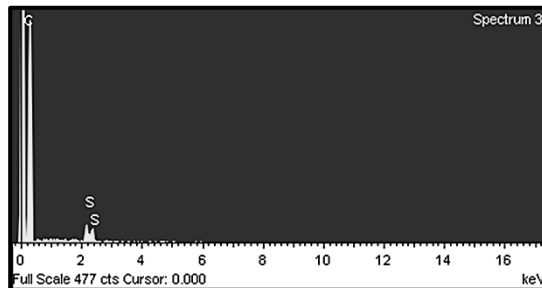


**Figura 3.2.1.4. Imagen superficial del asfalto EKBÉ, escala 10 µm.**

**- Cemento Asfáltico ACO-022-P KA-18A**

**Tabla 3.2.1.4. Elementos químicos en la parte de los pliegues, asfalto ACO-022 KA-18A.**

<b>C</b>	<b>CaCO3</b>	<b>Carbonato de calcio</b>
<b>S</b>	<b>FeS2</b>	<b>Sulfuro de hierro</b>
<i>Element</i>	<i>Weight %</i>	<i>Atomic %</i>
<b>C</b>	0.61	98.43
<b>S</b>	0.03	1.57
<b>Totals</b>	0.64	



**Figura 3.2.1.5. Análisis químico del asfalto ACO-022-P KA-18A en la parte de los pliegues.**

En el estudio químico del asfalto tibio se realizaron análisis en distintas partes de la muestra de asfalto, esto se debió a que la imagen superficial (Figura 3.2.1.6), presentaba pliegues quizá por un cierto envejecimiento del asfalto al ser modificado, y partes con porosidad, lo que indica que la combinación de sus elementos es heterogénea. La tabla 3.2.1.4 muestra que en los pliegues solo se presentan carbono (C) y azufre (S).

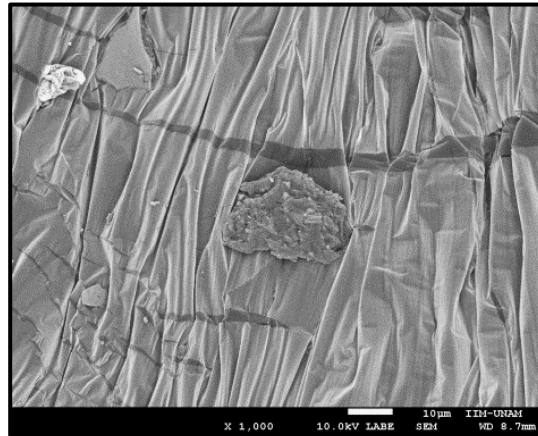


Figura 3.2.1.6. Imagen superficial del asfalto ACO-022-P KA-18A, escala 10 μm.

Tabla 3.2.1.5. Elementos químicos en la parte porosa, asfalto ACO-022 KA-18A.

<b>C</b>	<b>CaCO3</b>	<b>Carbonato de calcio</b>
<b>O</b>	<b>SiO2</b>	<b>Óxido de silicio</b>
<b>Na</b>	<b>Albite</b>	<b>Plagioclasa feldespato mineral</b>
<b>Al</b>	<b>Al2O3</b>	<b>Óxido de aluminio</b>
<b>Si</b>	<b>SiO2</b>	<b>Óxido de silicio</b>
<b>Cl</b>	<b>KCl</b>	<b>Cloruro de potasio</b>
<b>Ca</b>	<b>Wollastonite</b>	<b>Silicato, mineral g.VII</b>
<b>Element</b>	<b>Weight %</b>	<b>Atomic %</b>
<b>C</b>	0.44	61.66
<b>O</b>	0.30	31.28
<b>Na</b>	0.03	1.90
<b>Al</b>	0.02	1.03
<b>Si</b>	0.03	1.71
<b>Cl</b>	0.03	1.51
<b>Ca</b>	0.02	0.92
<b>Totals</b>	0.86	

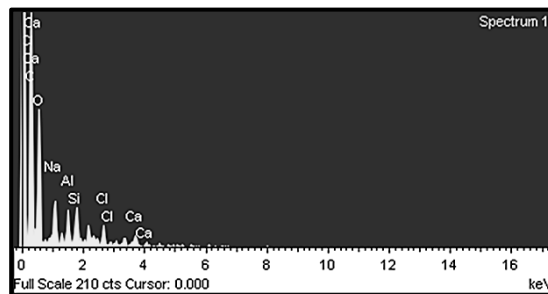


Figura 3.2.1.7. Análisis químico del asfalto ACO-022-P KA-18A en la parte porosa.

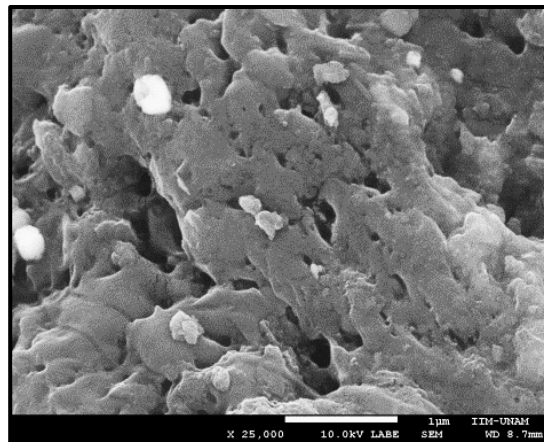


Figura 3.2.1.8. Imagen superficial del asfalto ACO-022-P KA-18A en la parte porosa, escala 1 μm.

Al hacer un segundo análisis en el área porosa del asfalto se encontró que existe mayor número de elementos en estas partes, probablemente esto se debe a que estos elementos químicos corresponden a la parte del agente modificador del asfalto (Figura 3.2.1.7); lo interesante de todo lo anterior será observar si el comportamiento del asfalto ACO-022-P KA-18A no se verá afectado debido a la heterogeneidad de sus elementos, además de cómo influirá aún más la modificación del mismo con la incorporación del polvo de neumático.

### 3.2.2 Agregado mineral

El agregado mineral utilizado para la fabricación de las probetas fue el basalto (Figura 3.2.2.1) suministrado por la planta industrial Grupo Pirámide ubicada en el km. 29.5 de la carretera Lechería- Texcoco, Ecatepec Edo. De México. Las características geológicas del basalto (Tabla 3.2.2.1) son las siguientes:



Figura 3.2.2.1. Basalto para la fabricación de probetas.

Tabla 3.2.2.1. Características geológicas del basalto.

<b>Tipo básico</b>	Ígneas, volcánicas, extrusivas.
<b>Grupo</b>	Silicatos, feldespato, piroxeno, plagioclasas; mezcla de minerales.
<b>Sistema Cristalino/ Estructura</b>	Estructura prismática. Cuando las lavas basálticas se consolidan forman una serie de columnas hexagonales.
<b>Composición química</b>	Contiene de 45 a 54 % de sílice y generalmente es rico en hierro y magnesio.
<b>Formación u origen</b>	Esta roca es de origen volcánico, que proviene de un fenómeno geológico, existiendo importantes coladas basálticas en la superficie de la Tierra. Por efusión de lava; enfriamiento del magma. Presencia de varios fragmentos rocosos. Existe tanta diversidad, que nunca se encuentran dos basaltos idénticos.
<b>Dureza</b>	6, muy dura.
<b>Textura</b>	Afanítica, vesicular; áspera.
<b>Densidad</b>	3
<b>Color</b>	Gris oscuro o negro verdoso.
<b>Brillo</b>	Opaco
<b>Propiedades</b>	Lo más característico del basalto es la existencia de multitud de vacuolas formadas por el escape de los gases que contiene durante el proceso de cristalización.
<b>Usos</b>	El basalto fundido se usa como revestimiento ya que es un material resistente al desgaste, así como al ataque de químicos. Para la construcción y pavimentación de calles y carreteras.
<b>Observaciones particulares</b>	Los basaltos son las rocas más comunes en la superficie de nuestro planeta y constituye más de 90% de las lavas participantes en las erupciones volcánicas. Esta roca tiene puntitos de distintos colores y huele a azufre.



La tabla 3.2.2.2 muestra las pruebas que se realizaron al basalto para obtener su caracterización mecánica.

**Tabla 3.2.2.2. Caracterización del basalto.**

Prueba	Resultado	Especificación	Norma
<b>Equivalente de arena</b>	58.90 %	Mín. 40%	ASTM D2419
<b>Abrasión los ángeles</b>	Tipo B	8.27%	Máx. 30% ASTM C131
	Tipo D	8.27%	
<b>Angularidad</b>	41.37 %	Mín. 30%	AASHTO T304
<b>Forma de partículas planas y alargadas. (relación 5:1)</b>	# ¾	0.00%	Mín. 10 % para un tránsito <10, en 10 <sup>6</sup> ESALs. ASTM D4791
	# ½	0.00%	
	# ⅜	1.33%	
	# ¼	0.00%	

### 3.2.3 Polvo de neumático

El polvo de neumático empleado para la modificación del cemento asfáltico ACO-022-P KA-18A, tiene un tamaño no mayor a los 0.6 mm, retenido en malla N. 30. Para la modificación, se establecieron tres porcentajes distintos 10, 15 y 20% sobre el peso del asfalto.



**Figura 3.2.3.1. Polvo de neumático con un tamaño menor a 0.6 mm.**

El polvo de neumático (Figura 3.2.3.1) fue donado por la Planta de Reciclados Vanguardia, ubicada en Tultitlan, Edo. México. En las figuras 3.2.3.2 y 3.2.3.3 se puede apreciar la estructura superficial del caucho a escala micro y nano métrica.

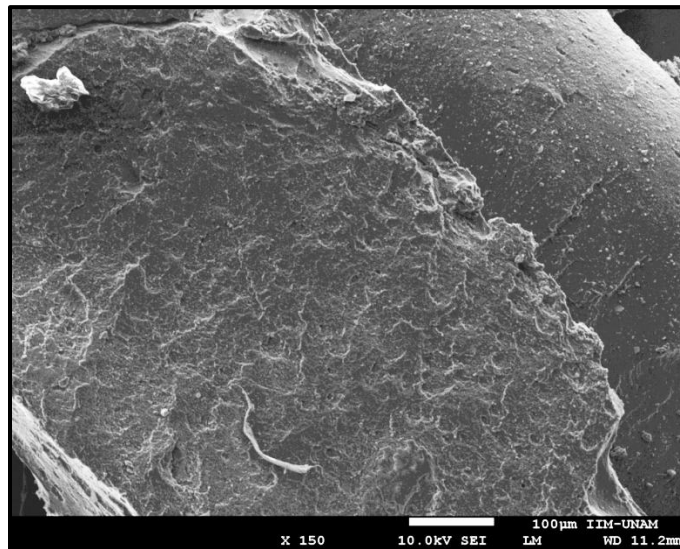


Figura 3.2.3.2. Imagen superficial del caucho, escala 100 μm.

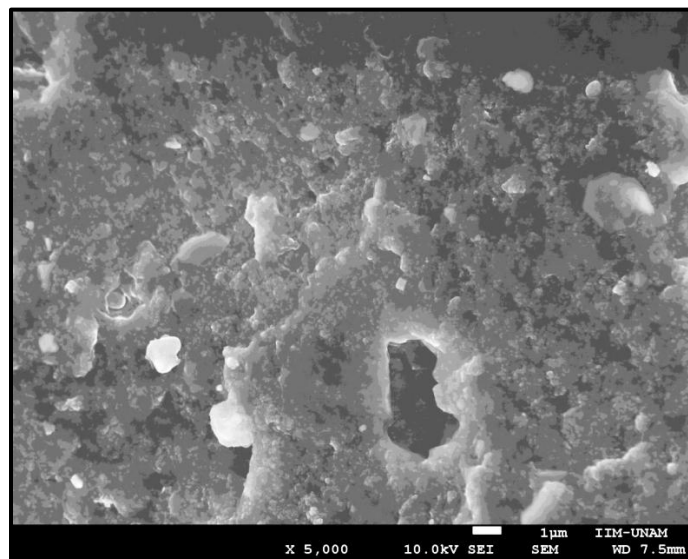


Figura 3.2.3.3. Imagen superficial del caucho, escala 1 nano.

### 3.3 Diseño de la HMA de referencia por la metodología AMAAC para la elaboración de la WMA con y sin polvo de neumático

Para realizar el diseño de la mezcla asfáltica de referencia se empleó la metodología establecida por la Asociación Mexicana del Asfalto, A. C., debido a que el protocolo contiene los elementos necesarios para elaborar un diseño que se utilice en la construcción de pavimentos para carreteras con altos niveles de desempeño.

En el diseño, AMAAC establece una serie de recomendaciones a seguir, las cuales se enuncian a continuación:

- Criterios de selección del nivel de diseño requerido
- Selección de los agregados pétreos

- Selección del cemento asfáltico

De lo anterior, de acuerdo a las necesidades se elige el nivel de diseño que cumpla con las expectativas del proyecto; AMAAC establece diferentes niveles de diseño para una mezcla asfáltica densa en función de la importancia de la carretera determinada por el nivel de tránsito esperado en el carril de diseño. La figura 3.3.1 ilustra los diferentes niveles de diseño.



Figura 3.3.1. Niveles de diseño para mezclas asfálticas AMAAC 2008 [6].

En esta tesis se eligió un diseño hasta el 2do nivel, que es para un tránsito vehicular de  $10^6 \leq \text{ESALs} \leq 10^7$  (ESALs: ejes equivalentes simples); siendo las carreteras usuales las estatales, federales tipo B y C y vialidades urbanas.

Una vez que se estableció el nivel de diseño y se seleccionó el agregado pétreo (basalto) y los asfaltos (Ekbé y ACO-022-P KA-18A), se elaboró la curva granulométrica para el diseño de la mezcla asfáltica y se llevó acabo la ejecución de los ensayos correspondientes al 2do nivel. En la elaboración de la curva (Figura 3.3.2), se tomaron en cuenta las recomendaciones sobre los puntos de control y la zona restringida para curvas granulométricas establecidas en la metodología de diseño.

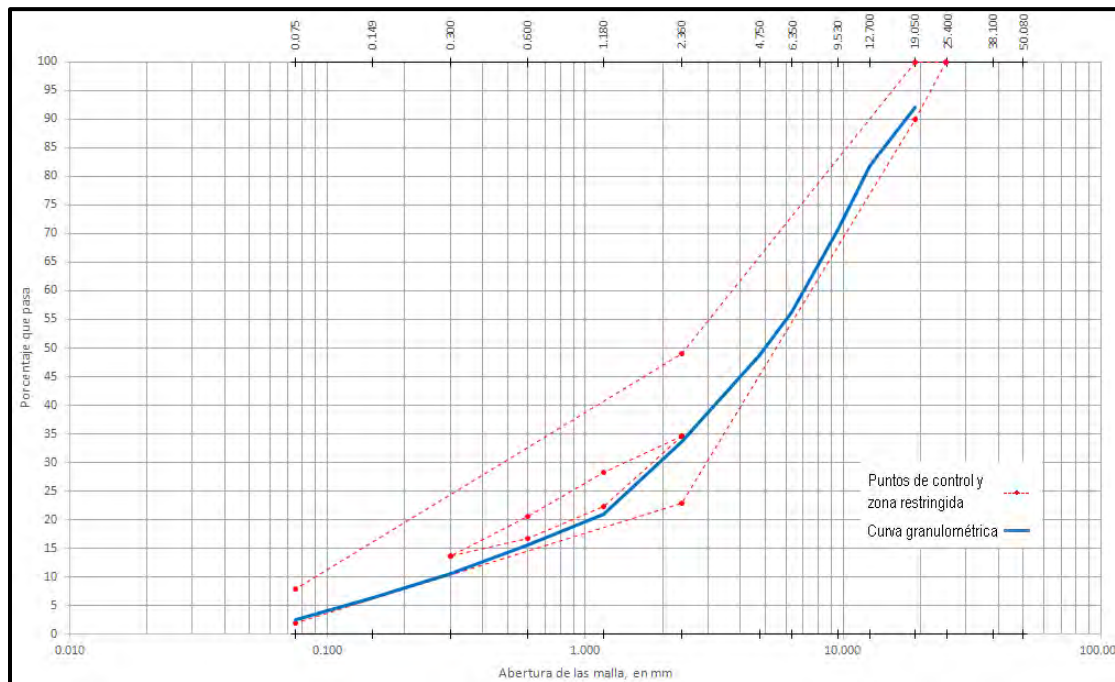


Figura 3.3.2. Curva volumétrica para el diseño de la mezcla de referencia y para la elaboración de la WMA.

De acuerdo con la metodología del Protocolo AMAAC, el diseño para el 2do nivel es el siguiente:

- I. Diseño volumétrico
- II. Susceptibilidad a la deformación permanente

### 3.3.1 Diseño volumétrico

Un factor que debe ser tomado en cuenta al considerar el comportamiento de la mezcla asfáltica son las proporciones volumétricas del asfalto y los componentes del agregado, es por eso que el diseño de una mezcla asfáltica requiere de los siguientes requerimientos:

- Requerimientos volumétricos de la mezcla
- Proporción de polvo
- Susceptibilidad a la humedad

Para verificar los requerimientos de diseño de la mezcla de referencia se fabricó una serie de probetas, que fueron compactadas conforme al nivel de tránsito (160 giros), en el compactador giratorio Superpave, con un contenido óptimo de 6% de asfalto sobre el peso del agregado; la figura 3.3.1.1 muestra el proceso de fabricación que se describe a continuación:

#### Etapas de mezclado

1. Acondicionamiento del agregado pétreo y asfalto Ekbé a una temperatura de  $150 \pm 5^\circ \text{C}$  por 2 horas como mínimo.
2. Incorporación del 6% de asfalto sobre el peso del agregado.
3. Mezclado de los materiales por un tiempo de 4 minutos a la temperatura de  $130 \pm 5^\circ \text{C}$ .

## Etapa de compactación

4. Colocación de la mezcla asfáltica en los moldes de compactación.
5. Compactación de las probetas a 160 giros en el compactador giratorio Superpave.
6. Finalmente, desmolde de las probetas y marcación del número de espécimen.



Figura 3.3.1.1. Elaboración de la mezcla de referencia.

En las probetas fabricadas se realizó la siguiente serie de cálculos para la verificación de sus requerimientos volumétricos:

- Gravedad específica neta,  $G_{sb}$

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

Donde:

$G_{sb}$ : Gravedad específica neta para el agregado total.

$P_1, P_2, P_N$ : Porcentajes individuales por masa de agregado.

$G_1, G_2, G_N$ : Gravedad específica neta individual del agregado.

- *Gravedad específica efectiva, Gse*

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

Donde:

Gse: Gravedad específica efectiva del agregado.

Gmm: Gravedad específica teórica máxima, obtenida en laboratorio (ASTM D 2041/AASHTO T 209 de la mezcla de pavimento sin vacíos de aire).

Pmm: Porcentaje de masa del total de la mezcla suelta= 100.

Pb: Contenido de asfalto con el que ASTM 2041/AASHTO T209 desarrolló el ensayo; el porcentaje por el total de la masa de la mezcla.

Gb: Gravedad específica del asfalto.

- *Vacíos en el agregado mineral, VAM*

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

Donde:

VAM: Vacíos en el agregado mineral (porcentaje del volumen neto).

Gsb: Gravedad específica neta del total de agregado.

Gmb: Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compactada (ASTM 1188 O D2726/AASHTO T 166).

Ps: Contenido de agregado, porcentaje del total de la masa de la mezcla asfáltica.

- *Vacíos en el agregado mineral, VAM.*

$$VAM = 100 - \frac{G_{mb}}{G_{sb}} * \frac{100}{100 + P_b} * 100$$

Donde:

Pb: Contenido de asfalto, porcentaje de la masa del agregado.

- *Contenido de asfalto efectivo Pbe*

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



Donde:

*Pbe*: Contenido de asfalto efectivo, porcentaje del total de la mezcla.

*Pb*: Contenido de asfalto, porcentaje de la masa de la mezcla.

*Pba*: Asfalto absorbido, porcentaje de la masa de la mezcla.

- Vacíos de aire, *Va*.

$$Va = 1 * \frac{G_{mb}}{G_{mm}} * 100$$

Donde:

*Va*: Vacíos de aire en la mezcla compactada, porcentaje del volumen total.

*Gmm*: Gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica.

*Gmb*: Gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compactada.

- Vacíos llenados con asfalto, *VFA*

$$VFA = \frac{VAM - Va}{VAM} * 100$$

Donde:

*VFA*: Vacíos llenados con asfalto, porcentaje de *VAM*.

*VAM*: Vacíos en el agregado mineral, porcentaje del volumen total.

*Va*: Vacíos de aire en mezclas compactadas, porcentaje del volumen total.

De las expresiones anteriores los resultados obtenidos se presentan en la tabla 3.3.1.1.

Tabla 3.3.1.1. Resultados del diseño volumétrico de la mezcla HMA.

Propiedad volumétrica	Resultados obtenidos en laboratorio	Especificación AMAAC
Gravedad específica neta, <b>Gsb</b> .	2.409	---
Gravedad específica efectiva, <b>Gse</b> .	2.545	---
Vacíos en el agregado mineral, <b>VAM (%)</b> .	12.800	13
Contenido de asfalto efectivo, <b>Pbe (%)</b> .	3.882	---
Vacíos de aire, <b>Va (%)</b> .	4.293	4
Vacíos llenados con asfalto, <b>VFA (%)</b> .	66.462	65 – 78
Proporción de polvo.	0.673	0.6 - 1.2

De acuerdo con las especificaciones se consideró que los resultados son aceptables.

Una vez que se cumplió con los requerimientos volumétricos y la proporción de polvo, se realizó la prueba de susceptibilidad a la humedad. Esta prueba establece los siguientes parámetros de ensayo:

1. Fabricación de la mezcla.- Acondicionamiento de la mezcla por 2 horas a temperatura ambiente.
2. Vacíos de aire de los especímenes compactados.- 6 a 8%.
3. Envejecimiento de la mezcla a corto plazo.- 16 horas a  $60 \pm 1^\circ \text{C}$ .

Acondicionamiento para el primer subgrupo de especímenes:

4. Saturación.- 55 a 88%.
5. Congelamiento.- Mínimo 16 horas a  $-18 \pm 3^\circ \text{C}$  (opcional).
6. Inmersión en agua caliente.- 24 horas a  $60 \pm 1^\circ \text{C}$ .

Para ambos subgrupos de especímenes:

7. Inmersión en agua caliente.- 2 horas antes de ser ensayados a  $25 \pm 0.5^\circ \text{C}$ .
8. Propiedades de resistencia.- Resistencia a la Tensión Indirecta.
9. Velocidad de carga.- 51 mm/min a  $25^\circ \text{C}$ .
10. Separación de la probeta ensayada para un análisis visual.

La figura 3.3.1.2 muestra el procedimiento anterior de la prueba de susceptibilidad a la humedad.



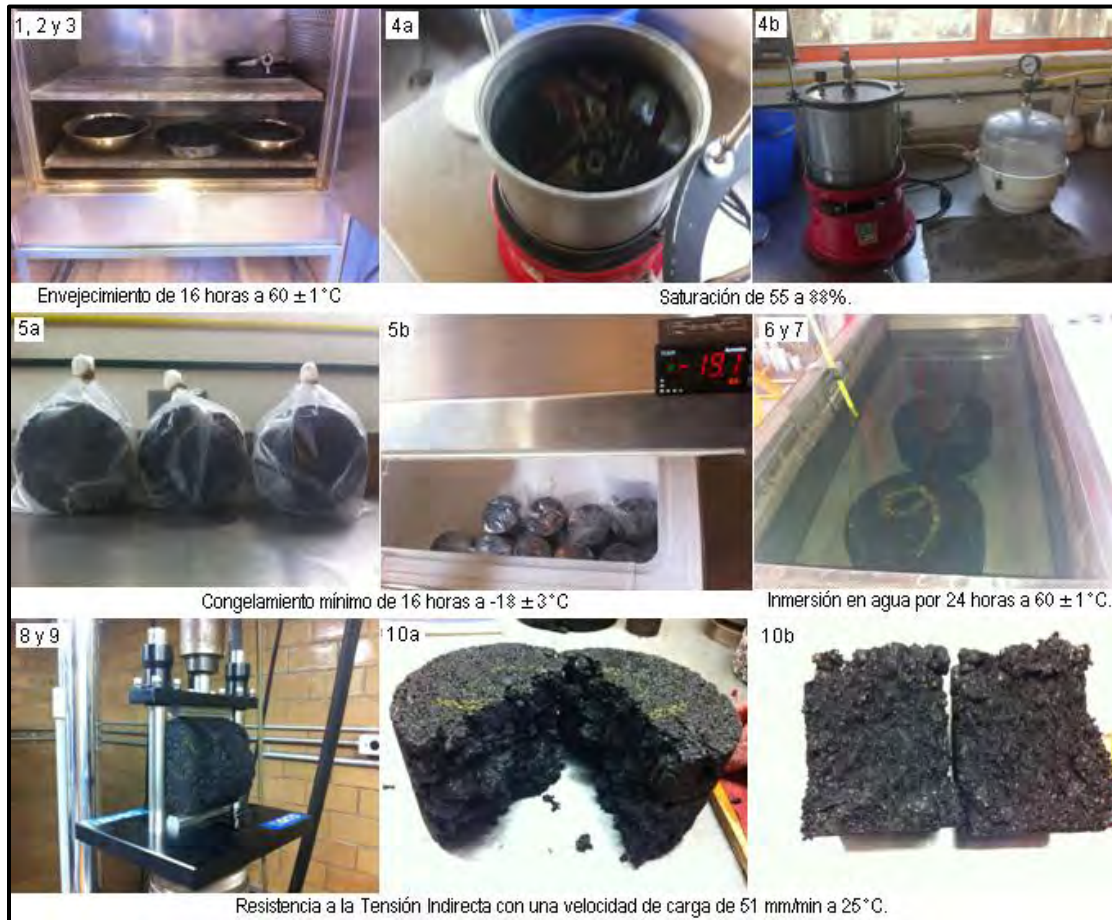


Figura 3.3.1.2. Procedimiento de la prueba de susceptibilidad a la humedad.

Con los resultados de la carga máxima soportada, se calcula su Resistencia a la Tensión Indirecta mediante la siguiente expresión:

$$S_t = \frac{2000P}{\pi t D}$$

Donde:

$S_t$ : Es la Resistencia a Tensión Indirecta, kPa.

$P$ : Es la carga máxima, N.

$t$ : Espesor o altura del espécimen, mm.

$D$ : Es el diámetro del espécimen, mm.

Finalmente, el resultado informado es la relación entre la resistencia a la tensión del subgrupo acondicionado y la resistencia a tensión del subgrupo sin acondicionamiento. Esta relación se denomina "Relación de resistencia a la tensión" o TSR. Se exige un TSR como mínimo del 80% para considerar aceptable el diseño volumétrico.

Con la siguiente expresión se obtiene la relación de resistencia a la tensión:

$$TSR = \frac{S_2}{S_1} * 100$$

Donde:

TSR: Es la relación de resistencia a la tensión, %.

$S_1$ : Es la resistencia a la tensión indirecta promedio de especímenes no acondicionados, kPa.

$S_2$ : Es la resistencia a la tensión indirecta de especímenes acondicionados, kPa.

La tabla 3.3.1.2, muestra los resultados obtenidos de la prueba de susceptibilidad a la humedad.

**Tabla 3.3.1.2. Resultados obtenidos de la prueba de susceptibilidad a la humedad de la mezcla de referencia.**

Identificación del espécimen		Probetas sin acondicionamiento			Probetas con acondicionamiento		
		1	2	3	4	5	6
Diámetro, mm	<i>D</i>	150.00	150.00	150.10	149.70	149.93	150.12
Espesor, mm	<i>t</i>	99.20	95.20	95.33	93.88	95.27	94.62
Peso en aire, g	<i>A</i>	3660	3622	3618	3618	3612	3625
Peso sat. superficialmente seco, g	<i>B</i>	3718	3679	3663	3670	3665	3679
Peso sumergido, g	<i>C</i>	2035	2020	1990	2000	2001	2006
Volumen (B-C)	<i>E</i>	1683	1659	1673	1670	1664	1673
Gravedad específica bruta (A/E)	<i>Gmb</i>	2.17	2.18	2.16	2.17	2.17	2.17
Gravedad específica teórica máxima	<i>Gmm</i>	2.331	2.331	2.331	2.331	2.331	2.331
Vacios [100((Gmm-Gmb)/Gmm)]	<i>Pa</i>	6.70	6.33	7.22	7.05	6.87	7.04
Volumen de vacíos (PaE/100), cc	<i>Va</i>	112.85	105.16	120.87	117.87	114.45	117.87
Carga, N	<i>P</i>	7995.36	7727.93	7738.75			
Espesor, mm	<i>t'</i>				99.88	95.27	94.68
Peso sat. superficialmente seco, g	<i>B'</i>				3691	3686	3715
Volumen de agua absorbida (B'-A), cc	<i>J'</i>				73	74	90
% Saturación (100J'/Va)	<i>S'</i>				62	65	76
Carga, N	<i>P'</i>				8026.16	7413.54	8009.69
Esfuerzo en seco [2000P/tDπ], kPa	<i>S1</i>	342.07	344.52	344.29			
Esfuerzo en húmedo [2000P'/t'Dπ], kPa	<i>S2</i>				341.73	330.40	358.76
TSR (S2/S1)					100.02		

La figura 3.3.1.3 muestra los resultados del ensaye de tensión indirecta de las muestras acondicionadas y las muestran sin acondicionamiento.

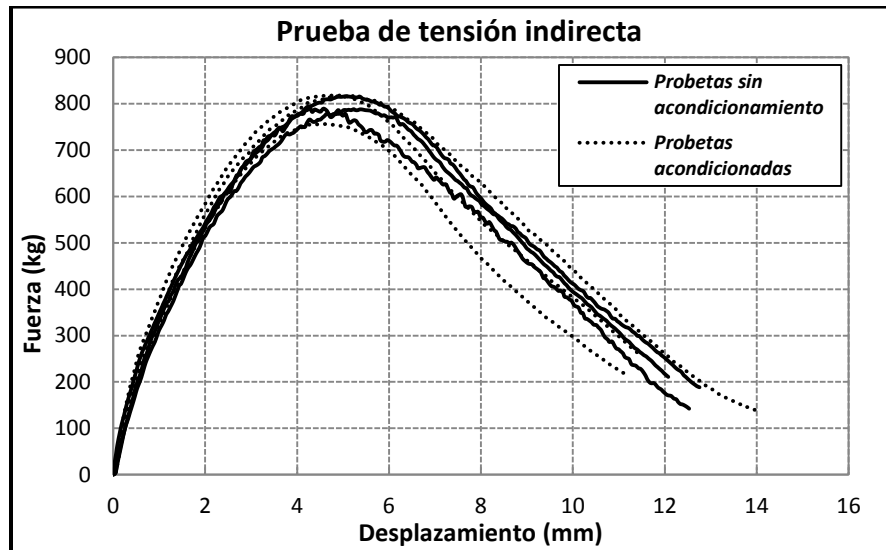


Figura 3.3.1.3. Resultados de resistencia a la tensión indirecta de la prueba de susceptibilidad a la humedad.

### 3.3.2 Deformaciones plásticas

Una deformación plástica se presenta cuando un sólido tiende a deformarse permanente e irreversiblemente, esto se debe a que dicho material se encuentra sometido a tensiones por encima de su rango elástico. En un pavimento flexible su deformación plástica es de la misma forma, ésta se presenta con cada aplicación de carga, generando una acumulación de pequeñas deformaciones que sobrepasan su límite elástico con lo que su deformación se vuelve irrecuperable (Figura 3.3.2.1). A la deformación plástica de un pavimento también se le llama deformación permanente; una prueba que se encarga de evaluar este comportamiento es la prueba de la pista española.



Figura 3.3.2.1. Deformación plástica de una mezcla débil [23].

Esta prueba consiste en medir la deformación permanente de una mezcla asfáltica compactada, mediante la aplicación de un movimiento cíclico concentrado de una rueda cargada. La probeta a ensayar es una placa de pavimento con geometría rectangular de 300 mm de ancho por 400 mm de largo, con una altura de 60 mm; la placa se coloca en la pista española (Figura 3.3.2.2), a una temperatura de  $60 \pm 1^\circ \text{C}$ , con la aplicación de 10,000 ciclos de la rueda cargada, a una presión de  $900 \pm 25 \text{ kN/m}^2$ . La prueba finaliza cuando los 10,000 ciclos han transcurrido o cuando la deformación sobrepasa los 20 mm de deformación.

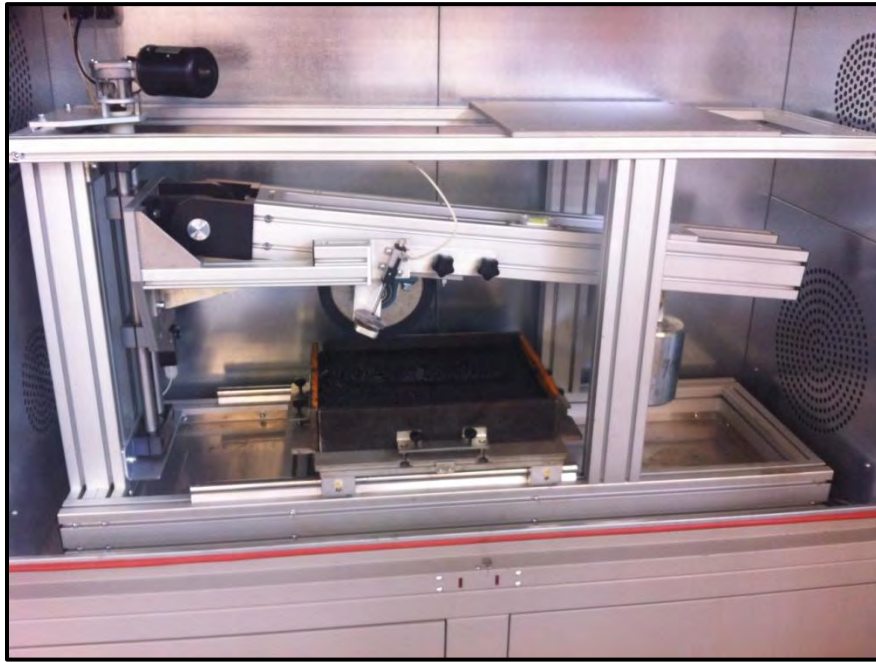


Figura 3.3.2.2. Prueba de pista española.

Con los resultados obtenidos de las deformaciones de las tres placas ensayadas, se calculan las siguientes variables, haciendo uso de las siguientes expresiones expresiones:

- *Pendiente de la deformación*

$$WTS_{aire} = \frac{d_{10\,000} - d_{5000}}{5}$$

Donde:

$WTS_{aire}$ : Pendiente media de la deformación para 1000 ciclos de carga, mm.

$d_{5000}$  y  $d_{10\,000}$ : Profundidad de la rodera después de 5,000 y 10,000 ciclos de carga, mm.

- *Pendiente media de la deformación del número de placas ensayadas*

$$WTS_{media} = \frac{WTS_{aire\ 1} + WTS_{aire\ 2} + WTS_{aire\ n}}{n}$$

Donde:

$WTS_{media}$ : Pendiente media de la deformación del número de placas que componen el ensayo, mm/1000 ciclos de carga.

- *Porcentaje de profundidad de la rodera*

$$PRD_{aire} = 100 \frac{e}{RD_{aire}}$$

Donde:

$PRD_{aire}$ : Porcentaje de la profundidad de la rodera, %

e: Espesor de la placa

$RD_{aire}$ : Profundidad de la rodera de la placa, mm

La tabla número 3.3.2.1 presenta los resultados obtenidos de las siguientes expresiones.

**Tabla 3.3.2.1. Resultados de la prueba de deformación permanente.**

Espécimen	$d_{5000}$ (mm)	$d_{10000}$ (mm)	WTS (mm/10 <sup>3</sup> ciclos)	WTS media (mm/10 <sup>3</sup> ciclos)	PRD aire (%)
Placa 1	10.643	13.338	0.528	0.539	26.68
Placa 2	9.070	12.260	0.638		24.52
Placa 3	12.215	14.415	0.440		28.83
Promedio					26.73

En la figura 3.3.2.3 se presentan los resultados gráficos de la deformación de las tres placas ensayadas.

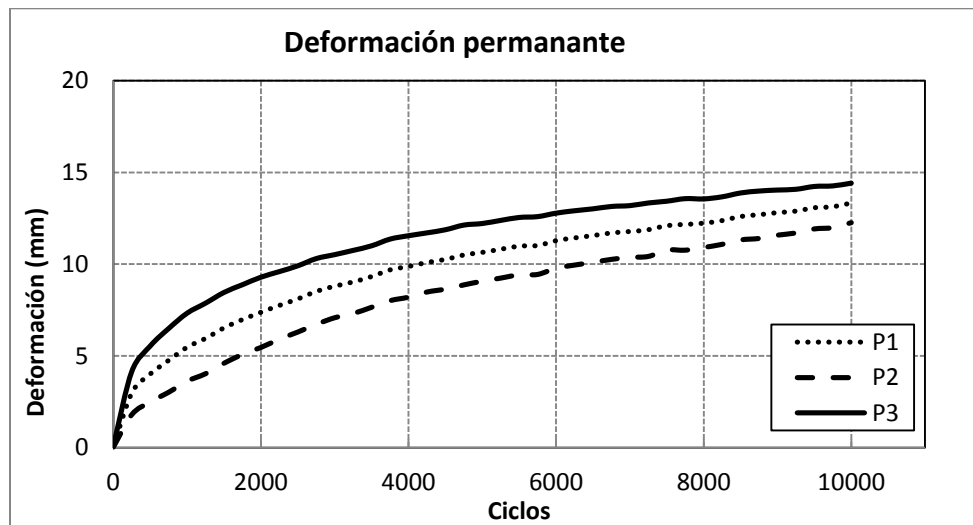


Figura 3.3.2.3. Resultados gráficos de la prueba de deformación permanente.

### 3.3.3 Elaboración de las probetas para la WMA con y sin polvo de neumático

La fabricación de las mezclas asfálticas tibias con y sin caucho, partieron del diseño de la mezcla asfáltica de referencia, con el propósito de analizar la variación que se genera al emplear el asfalto tibio y el polvo de neumático como agente modificador en el diseño original.

En el proceso de fabricación se emplearon los siguientes estándares de dosificación, que se presentan en la tabla 3.3.3.1.

Tabla 3.3.3.1. Estándares de dosificación para las mezclas asfálticas.

Malla	Tensión indirecta	Energía de fractura
	Peso (g)	Peso (g)
# <sup>3</sup> / <sub>4</sub> - #4	1783.43	2357.00
#4 - P <sub>200</sub>	1705.57	3043.00
<b>Peso total</b>	<b>3489.00</b>	<b>5400.00</b>

El contenido de asfalto óptimo para cada una de las dosificaciones partió de la mezcla de referencia, que fue el 6% sobre el peso del agregado.

Es importante señalar que en el proceso de modificación con polvo de neumático, el peso del asfalto disminuye debido a que el polvo de neumático toma parte del 6% del contenido óptimo de asfalto, como se presenta en la tabla 3.3.3.2.

Tabla 3.3.3.2. Dosificación del polvo de neumático.

Porcentaje de polvo de neumático (%)	Peso del caucho (g)	Peso de asfalto (g)
10	32.4	291.6
15	48.6	275.4
20	64.8	259.2

Para el proceso de fabricación se emplearon distintas temperaturas, debido a las características de cada uno de los materiales, como se muestra en la tabla 3.3.3.3.

Tabla 3.3.3.3. Temperaturas de mezclado.

Mezcla asfáltica	Temperatura del asfalto (°C)	Temperatura del agregado pétreo (°C)
Mezcla asfáltica tibia	95	100
Asfalto tibio+ 10% de polvo de neumático	110	120
Asfalto tibio+ 15% de polvo de neumático	110	120
Asfalto tibio+ 20% de polvo de neumático	110	120

La modificación de los asfaltos con polvo de neumático, se realizó de acuerdo con el Manual de Empleo de Caucho de NFU en Mezclas Bituminosas [27], donde establece, que una vez realizada la mezcla con polvo de neumático se debe dejar reposar la mezcla una hora antes de ser compactada, para que el caucho sufra la expansión, a este fenómeno se le conoce como proceso de maduración.

La compactación de cada una de las mezclas se realizó en el Compactador Giratorio Superpave (SGC= Superpave Gyrotory Compactor) a 30 giros para las probetas de tensión indirecta (Figura 3.3.3.1), obteniendo muestras de 150 mm de diámetro por 95 mm de altura. Para las probetas de Energía de Fractura se aplicaron 160 giros, resultando probetas de 150 mm de diámetro y 160 mm de altura.





Figura 3.3.3.1. Probetas para la prueba de tensión indirecta (Izq.) y prueba de fractura (Der.).

En el caso de las probetas de energía de fractura, debido a que requieren una geometría especial de acuerdo con la norma ASTM D 7313-07 [7], fueron sometidas a distintos cortes, como se muestra en la figura 3.3.3.2.



Figura 3.3.3.2. Geometría de las probetas para la prueba de fractura.

### 3.4 Prueba de tensión indirecta

#### 3.4.1 Acondicionamiento de probetas

Para la prueba de tensión indirecta se fabricaron 6 probetas por cada una de las 4 mezclas asfálticas en tibio. Conforme a la norma AASHTO T 283-07 [1], la ambientación que se le realizó a cada grupo de las 6 probetas se presenta en la tabla 2.4.1 de parámetros de ensayo del capítulo 2.

### 3.4.2 Procedimiento de ensayo

Todos los subgrupos de especímenes fueron ambientados a  $25 \pm 0.5^\circ \text{C}$  por 2 horas antes de ser ensayados. Después de su acondicionamiento se ensayaron de forma diametral mediante la aplicación de una carga puntual, registrando su carga máxima soportada.

Para cada una de las probetas se realizó el cálculo de su resistencia a la tensión indirecta con la siguiente expresión:

$$S_t = \frac{2000P}{\pi t D}$$

Donde:

$S_t$ : Es la resistencia a tensión indirecta, kPa.

$P$ : Es la carga máxima, N.

$t$ : Espesor o altura del espécimen, mm.

$D$ : Es el diámetro del espécimen, mm.

Las figuras 3.4.2.1, 3.4.2.2 y 3.4.2.3 muestran las etapas de saturación, congelamiento e inmersión en agua caliente.



Figura 3.4.2.1. Etapa de saturación.





Figura 3.4.2.2. Congelamiento a  $-18^{\circ}\text{C}$  por 16 horas.



Figura 3.4.2.3. Inmersión en agua caliente por 24 horas.

Por último, se tomó la decisión de realizar por completo la prueba de susceptibilidad a la humedad calculando la relación de resistencia a la tensión (TSR).

Con la siguiente expresión se obtiene la relación de resistencia a la tensión:

$$TSR = \frac{S_2}{S_1} * 100$$

Donde:

$TSR$ : Es la relación de resistencia a la tensión, %.

$S_1$ : Es la resistencia a la tensión indirecta promedio de especímenes no acondicionados, kPa.

$S_2$ : Es la resistencia a la tensión indirecta de especímenes acondicionados, kPa.

En la figura 3.4.2.4 se observa la prueba de tensión indirecta realizada a cada probeta.



Figura 3.4.2.4. Prueba de tensión indirecta de una mezcla asfáltica tibia.

### 3.5 Prueba de energía de fractura

#### 3.5.1 Acondicionamiento de probetas

Antes de ejecutar el ensayo, de acuerdo con los requerimientos de la norma ASTM D 7313-07 [7], las probetas deben ser ambientadas a 10° C durante un mínimo de 2 horas y un máximo de 16 horas (Figura 3.5.1.1).



Figura 3.5.1.1. Ambientación de las probetas para la prueba de fractura.

### 3.5.2 Procedimiento de ensayo

Después de la ambientación de las probetas, éstas se colocaron en la prensa MTS y fueron sujetadas en el dispositivo de ensayo con dos pernos que se insertan a través de las perforaciones, como se muestra en la figura 3.5.2.1.

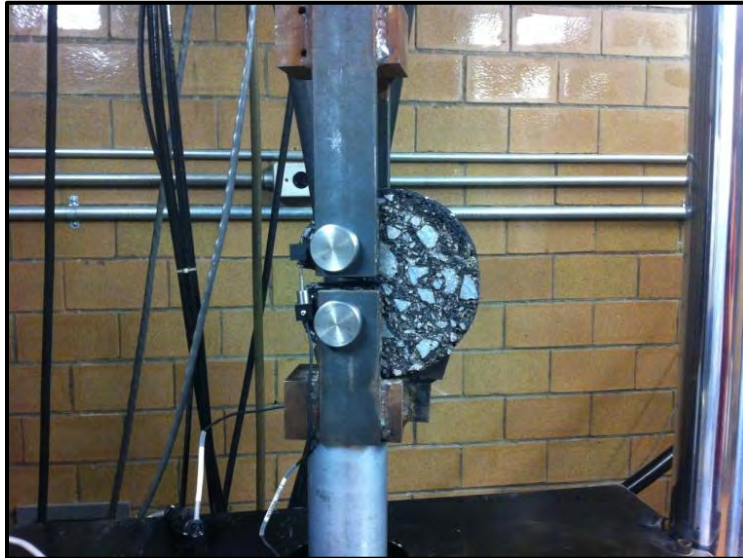


Figura 3.5.2.1. Colocación de la probeta en el dispositivo de ensaye.

Una vez colocada la muestra, se aplica una carga a tensión de 0.2 kN para su asentamiento.

Finalmente, se aplica una velocidad constante de 0.017 mm/s. La prueba termina cuando el nivel de carga se ha reducido a 0.1 kN; en la figura 3.5.2.2 puede observarse la prueba cuando ha concluido.



Figura 3.5.2.2. Prueba de fractura.

Para mejorar los resultados, se suaviza o elimina el ruido electrónico que se generó en la ejecución del ensayo mediante el uso de regresión de mínimos cuadrados, este método permite el ajuste de la línea para determinar la pendiente  $a_1$  y la intersección  $a_0$  (Figura 3.5.2.3); como se muestra a continuación con la siguiente expresión:

$$Y_i = a_0 + a_1 * X_i$$

Donde:

$Y_i$ : datos CMOD (crack mouth opening displacement), mm.

$X_i$ : tiempo (s) de la prueba.

$a_0, a_1$ : parámetros de regresión.

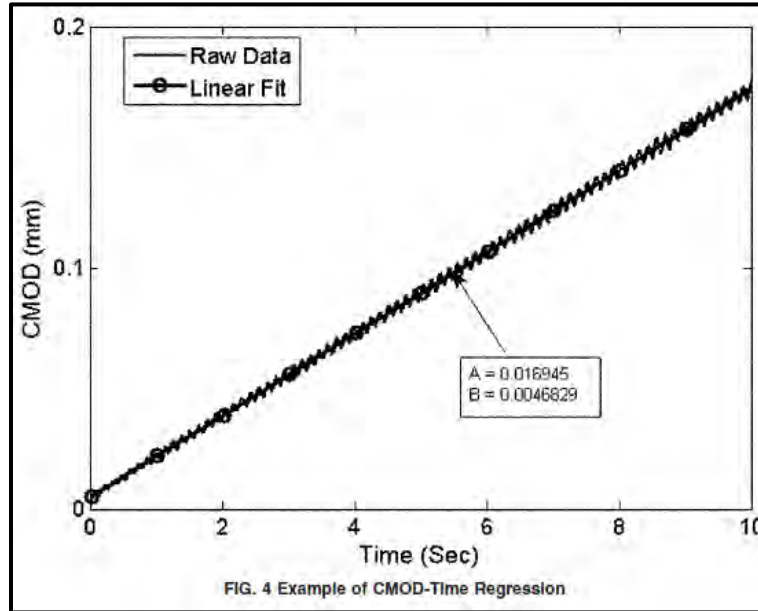


Figura 3.5.2.3. Ejemplo de regresión CMOD-Tiempo [7].

Empleando los parámetros de regresión de la expresión anterior, se crea una línea con menor ruido electrónico que representa los datos CMOD con la siguiente expresión.

$$CMOD_{fit} = a_1 * Time$$

Donde:

$CMOD_{fit}$ : datos CMOD suavizadas, mm.

$a_1$ : pendiente de la línea, mm/s.

Tiempo:  $X_i$  (s) de la prueba.

Una vez eliminado o minimizado el ruido se calcula el área bajo la curva (Figura 3.5.2.4), con dicha área posteriormente se calcula la energía de fractura. El área se obtiene con la siguiente ecuación:

$$AREA = \sum_{i=1}^n X_{i+1} - X_i * Y_i + 0.5 * X_{i+1} - X_i * Y_{i+1} - Y_i$$

Donde:

ÁREA: área bajo la curva de carga-CMODfit, mm-kN.

x: CMODfit, mm.

y: carga, kN.

$n$ : punto de datos donde la carga alcanza 0.1 kN.

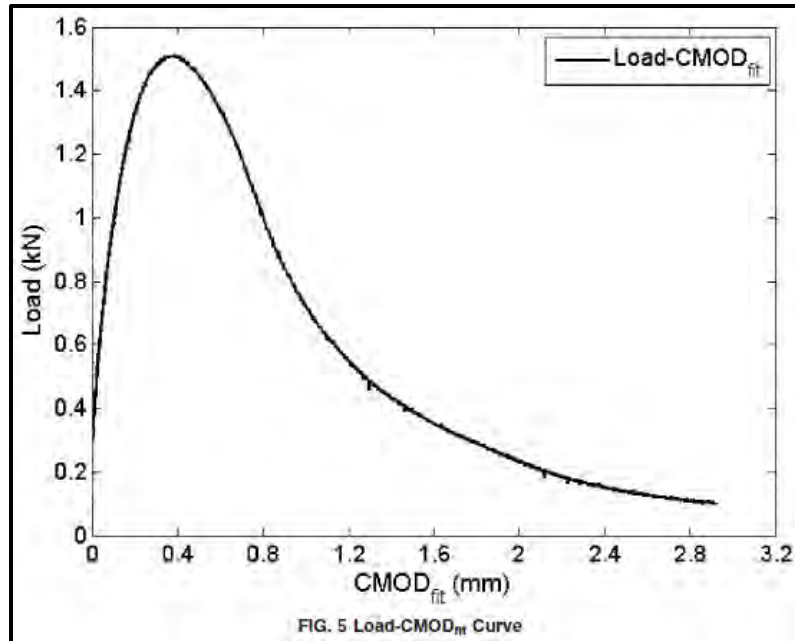


Figura 3.5.2.4. Gráfica de Carga-CMOD para el cálculo del área bajo la curva [7].

Por último, se calcula la energía de fractura ( $G_f$ ):

$$G_f = \frac{\text{ÁREA}}{B * W - a}$$

Donde:

$G_f$ : energía de fractura, J/m<sup>2</sup>.

ÁREA: área bajo la curva de carga-CMOD<sub>fit</sub>.

$B$ : espesor de la muestra, m.

$W - a$ : longitud del ligamento inicial, m.

# Capítulo 4

## Análisis de resultados

Este capítulo presenta los resultados obtenidos de las pruebas experimentales de las diferentes mezclas fabricadas con el asfalto tibio y la incorporación del polvo de neumático (PN), así mismo se hace un análisis donde se observa la influencia de la incorporación del polvo de neumático.

Los resultados se presentan en dos secciones, la primera será para la prueba de tensión indirecta y la segunda para la prueba de energía de fractura.

### *4.1 Análisis de ensayos experimentales*

#### Prueba de tensión indirecta

Es importante mencionar que en esta prueba se calculó la relación de resistencia a la tensión (TSR) de la prueba de susceptibilidad a la humedad, ya que se empleó la norma AASTHO T283 para obtener la tensión indirecta.

Como primer paso se presentan las gráficas de fuerza (kN) vs desplazamiento (mm) para cada tipo de asfalto, y una tabla con el desplazamiento y carga obtenida de cada probeta. Finalmente, se muestra una tabla resumen de los valores de tensión indirecta, TSR y su porcentaje de vacíos de aire (Va) obtenidos debido a la modificación.



- *Cemento asfáltico ACO-022-P KA-18A (asfalto tibio)*

Por cuestiones prácticas el asfalto **ACO-022-P KA-18A** sólo será mencionado como asfalto tibio.

En la figura 4.1.1 se observan dos grupos de probetas ensayadas, donde las líneas continuas son los resultados de las probetas que no fueron acondicionadas, y el grupo de líneas discontinuas representan las probetas que llevaron su etapa de acondicionamiento.

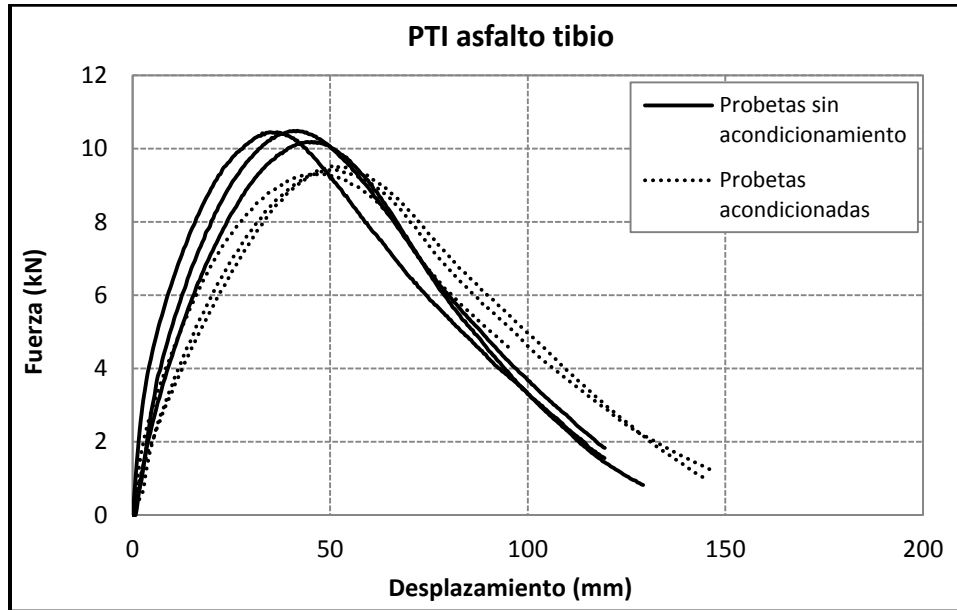


Figura 4.1.1. Gráfica de tensión indirecta de la mezcla con asfalto tibio.

La tabla 4.1.1 presenta los resultados de la carga obtenida de cada una de las seis probetas, donde se aprecia el cálculo de la media y desviación estándar para cada grupo.

Tabla 4.1.1. Cálculo de la desviación estándar de los resultados obtenidos con el asfalto tibio.

Asfalto tibio S/A			Asfalto tibio C/A		
Espécimen	Load máx. kN	Desp. L. máx. (mm)	Espécimen	Load máx. kN	Desp. L. máx. (mm)
<b>N</b>			<b>N</b>		
<b>1</b>	10.449	34.695	<b>4</b>	9.534	50.820
<b>2</b>	10.186	45.304	<b>5</b>	9.322	47.181
<b>3</b>	10.487	41.655	<b>6</b>	9.415	50.437
<b>Me</b>	10.374	40.551	<b>Me</b>	9.424	49.479
<b><math>\sigma</math></b>	0.134	4.401	<b><math>\sigma</math></b>	0.087	1.633

- *Cemento asfáltico tibio + 10% PN*

La figura 4.1.2 y la tabla 4.2.1 muestran los resultados de tensión indirecta obtenidos con la primera modificación del asfalto tibio. En la gráfica puede observarse cómo se ven afectadas las probetas acondicionadas en comparación de lo obtenido de las probetas sin acondicionamiento.

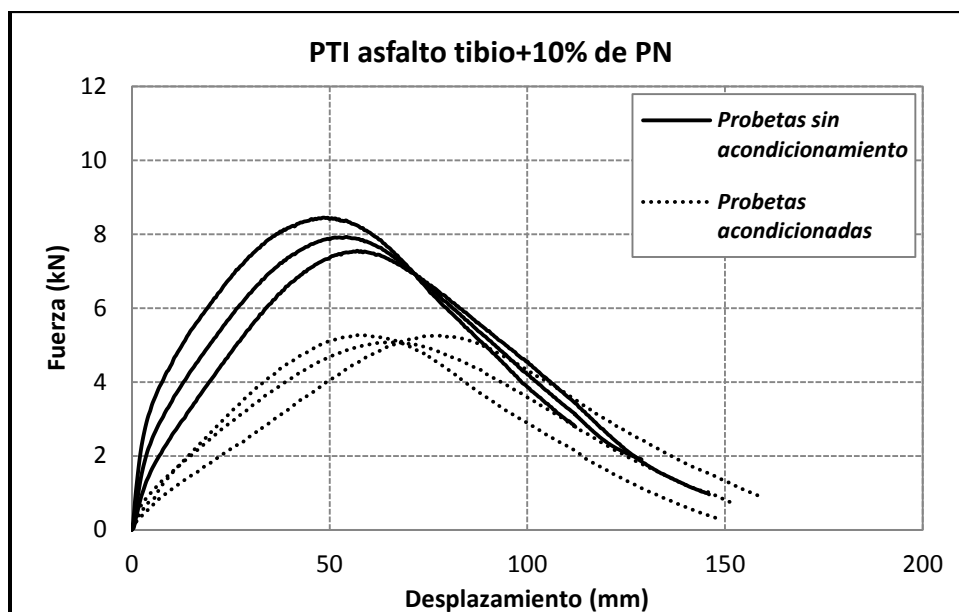


Figura 4.1.2. Gráfica de tensión indirecta de la mezcla con asfalto tibio + 10% polvo de neumático.

Tabla 4.1.2. Cálculo de la desviación estándar de los resultados obtenidos con el asfalto tibio + 10% de PN.

Asfalto tibio S/A			Asfalto tibio C/A		
Espécimen	Load máx.	Desp. L. máx.	Espécimen	Load máx.	Desp. L. máx.
N	kN	(mm)	N	kN	(mm)
1	8.448	48.656	4	5.258	78.206
2	7.553	57.005	5	5.267	57.008
3	7.928	54.235	6	5.075	66.133
<b>Me</b>	7.977	53.299	<b>Me</b>	5.200	67.116
$\sigma$	0.367	3.472	$\sigma$	0.089	8.682

- *Cemento asfáltico tibio + 15% PN*

De forma similar a la primera modificación, las probetas acondicionadas presentan menor capacidad para resistir la tensión indirecta (Figura 4.1.3).



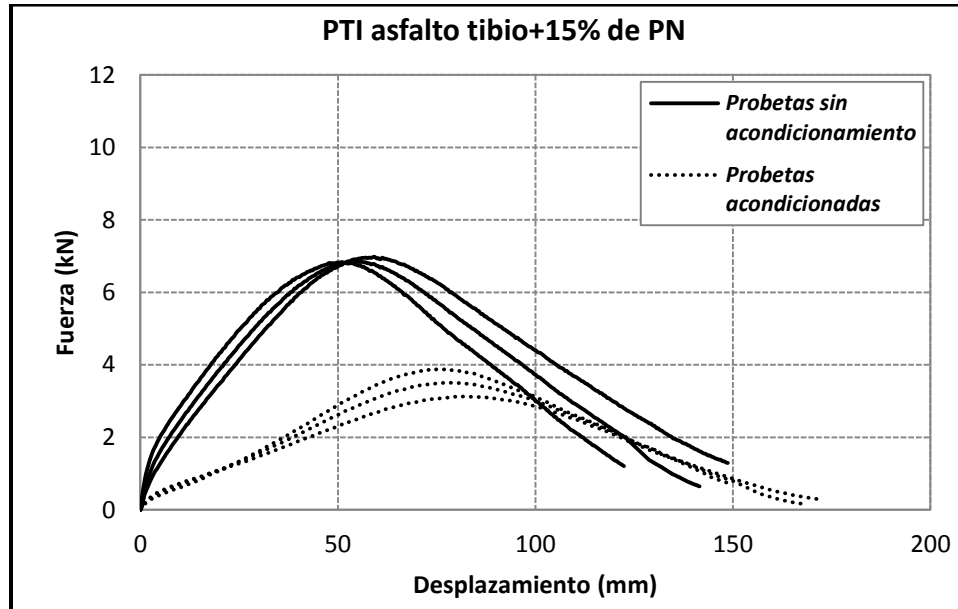


Figura 4.1.3. Gráfica de tensión indirecta de la mezcla con asfalto tibio + 15% polvo de neumático.

Así mismo, con el incremento de polvo de neumático incorporado, la resistencia de ambos grupos disminuye, con lo que el valor de TSR es muy bajo. La tabla 4.1.3 presenta los resultados de carga y desplazamiento y el cálculo de su desviación estándar para cada grupo.

Tabla 4.1.3. Cálculo de la desviación estándar de los resultados obtenidos con el asfalto tibio + 15% de PN.

Asfalto tibio S/A			Asfalto tibio C/A		
Espécimen	Load máx.	Desp. L. máx.	Espécimen	Load máx.	Desp. L. máx.
N	kN	(mm)	N	kN	(mm)
1	6.836	51.015	4	3.127	80.545
2	6.978	59.316	5	3.880	76.410
3	6.856	54.229	6	3.506	78.201
Me	6.890	54.853	Me	3.505	78.385
$\sigma$	0.063	3.417	$\sigma$	0.307	1.693

- *Cemento asfáltico tibio + 20% PN*

Finalmente, el comportamiento que se presentó en las dos gráficas anteriores se observa de igual manera en la gráfica de la figura 4.1.4, donde también disminuye su resistencia a la tensión, por lo que su valor de TSR disminuirá considerablemente.

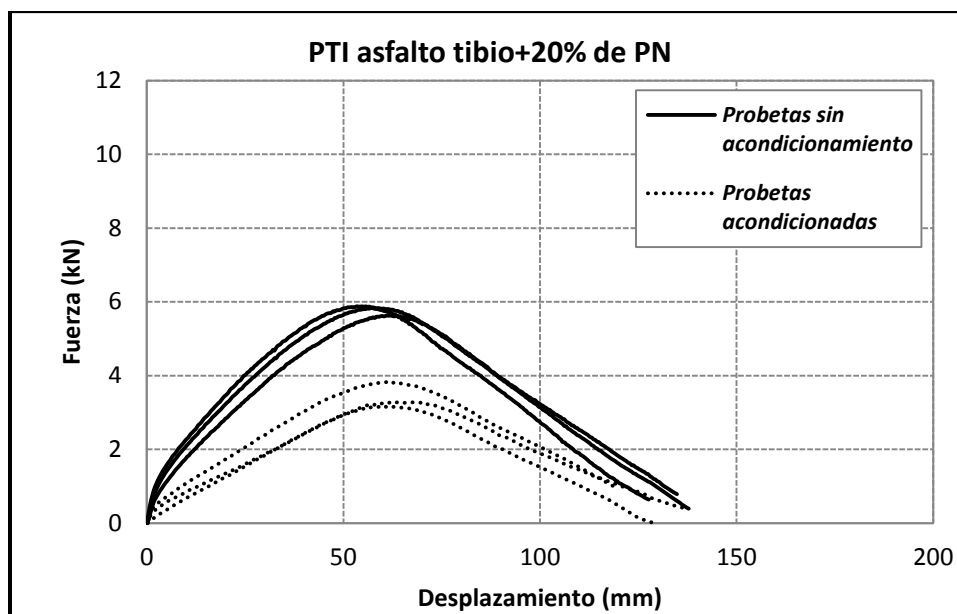


Figura 4.1.4. Gráfica de tensión indirecta de la mezcla con asfalto tibio + 20% polvo de neumático.

Tabla 4.1.4. Cálculo de la desviación estándar de los resultados obtenidos con el asfalto tibio + 20% de PN.

Asfalto tibio S/A			Asfalto tibio C/A		
Espécimen	Load máx. (kN)	Desp. L. máx. (mm)	Espécimen	Load máx. (kN)	Desp. L. máx. (mm)
<b>N</b>			<b>N</b>		
1	5.630	62.236	4	3.287	62.853
2	5.881	53.422	5	3.829	61.939
3	5.840	57.981	6	3.174	60.360
<b>Me</b>	5.784	57.879	<b>Me</b>	3.430	61.717
<b><math>\sigma</math></b>	0.110	3.599	<b><math>\sigma</math></b>	0.286	1.029

La tabla 4.1.5 muestra en forma de resumen, cómo al ser modificado el asfalto tibio con la incorporación de polvo de neumático, reduce significativamente el desempeño de la mezcla, esto debido a que su porcentaje de vacíos se incrementa por la expansión del caucho al momento de ser compactada; por tanto, aumenta el daño por humedad, dando como resultado la disminución de los valores de TSR, sin cumplir los requerimientos mínimos establecidos en la norma.

Tabla 4.1.5. Tabla resumen de la prueba de tensión indirecta.

Tipo de mezcla	Resistencia a la tensión indirecta (kPa)		TSR ( $S_2/S_1$ )	Va (%)
	$S_1$ s / acondicionamiento	$S_2$ c / acondicionamiento		
<b>Asfalto tibio</b>	43894.85	41036.21	<b>93.49</b>	6.72
<b>A. Tibio + 10% de PN</b>	32419.24	21086.18	<b>65.04</b>	9.66
<b>A. Tibio + 15% de PN</b>	27410.21	13778.97	<b>50.27</b>	11.16
<b>A. Tibio + 20% de PN</b>	22312.88	13216.06	<b>59.23</b>	14.84

A continuación se muestran las gráficas comparativas con base en el acondicionamiento (Figuras 4.1.5 y 4.1.6).

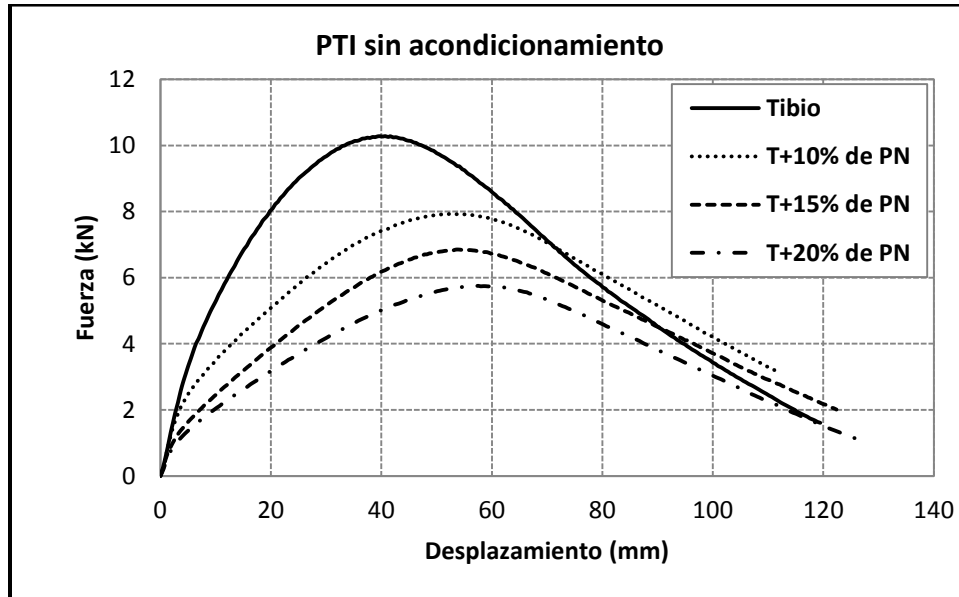


Figura 4.1.5. Resultados promedio de la prueba de tensión indirecta de las probetas sin acondicionamiento.

De los resultados promedio de las probetas sin acondicionamiento, se analiza que partiendo de los resultados del asfalto tibio, las probetas con diferentes porcentajes de incorporación disminuyen en promedio un 38% su resistencia a la tensión. Por otra parte, las probetas que tuvieron el proceso de acondicionamiento, presentaron una pérdida del 61% de su resistencia (Figura 4.1.6).

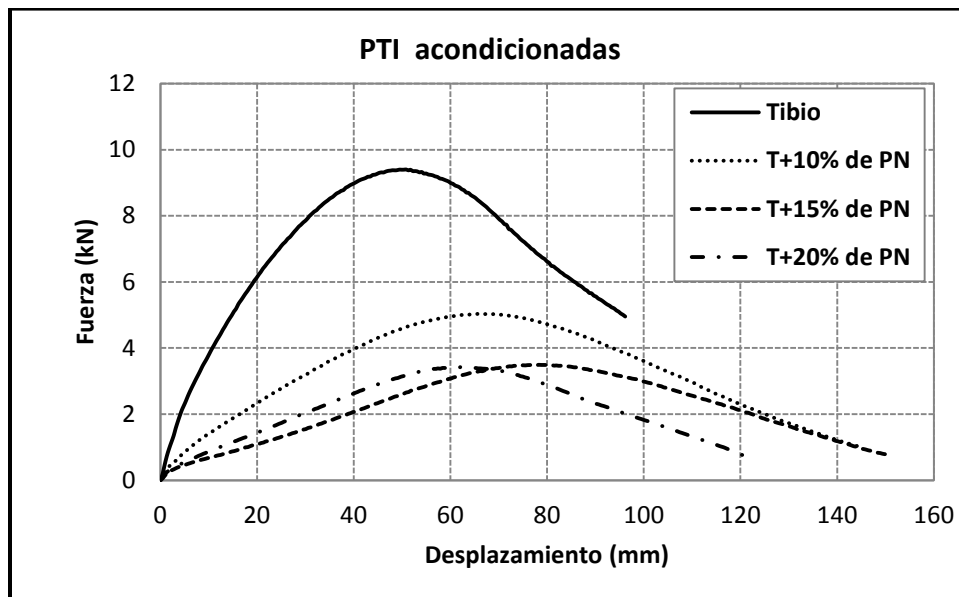


Figura 4.1.6. Resultados promedio de la prueba de tensión indirecta de las probetas acondicionadas.

Prueba de energía de fractura

Esta prueba fue realizada mediante el ensayo experimental Disk-Shaped Compact Tension Test; donde se obtuvieron gráficas de carga (kN) vs desplazamiento (CMOD en mm) y con ello, fue posible el cálculo de la energía de fractura para cada tipo de mezcla empleada.

- *Cemento asfáltico ACO-022-P KA-18A (asfalto tibio)*

La gráfica que se muestra en la figura 4.1.7 presenta el comportamiento de 5 probetas elaboradas con el asfalto tibio, en donde se aprecia que la carga máxima de todas las probetas se encuentra entre los 0.08 y 0.09 kN (8 y 9 kg) con un desplazamiento que va de los 15 a los 18 mm.

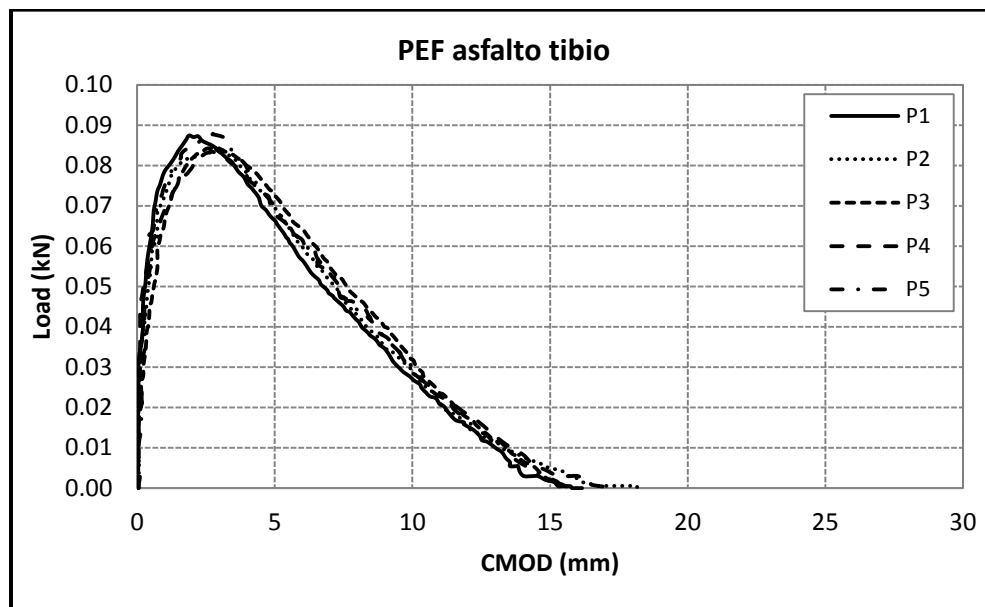


Figura 4.1.7. Gráficas carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura de la mezcla con asfalto tibio.

La tabla 4.1.6 presenta los resultados de cada una de las probetas ensayadas, y su cálculo de la energía de fractura y su desviación estándar.

Tabla 4.1.6. Tabla de resultados de la prueba de energía de fractura empleando el asfalto tibio.

<b>Asfalto tibio</b>			
Especímen	Load máx.	CMOD L. máx.	$G_f$
N	(kN)	(mm)	(N/m)
<b>1</b>	0.0875	1.881	162.629
<b>2</b>	0.0843	2.860	167.017
<b>3</b>	0.0842	2.720	169.376
<b>4</b>	0.0834	2.771	169.198
<b>5</b>	0.0878	2.754	173.897
<b>Me</b>	0.0854	2.597	168.423
<b><math>\sigma</math></b>	0.0018	0.361	3.661

- Cemento asfáltico tibio + 10% de PN

La gráfica de la figura 4.1.8 muestra las probetas fabricadas con el asfalto tibio modificado con el 10% de polvo de neumático. En la imagen se observa que el comportamiento de cada probeta es similar entre sí, resistiendo una carga de 0.055 a 0.063 kN con un desplazamiento que varía de los 14 a 18 mm.

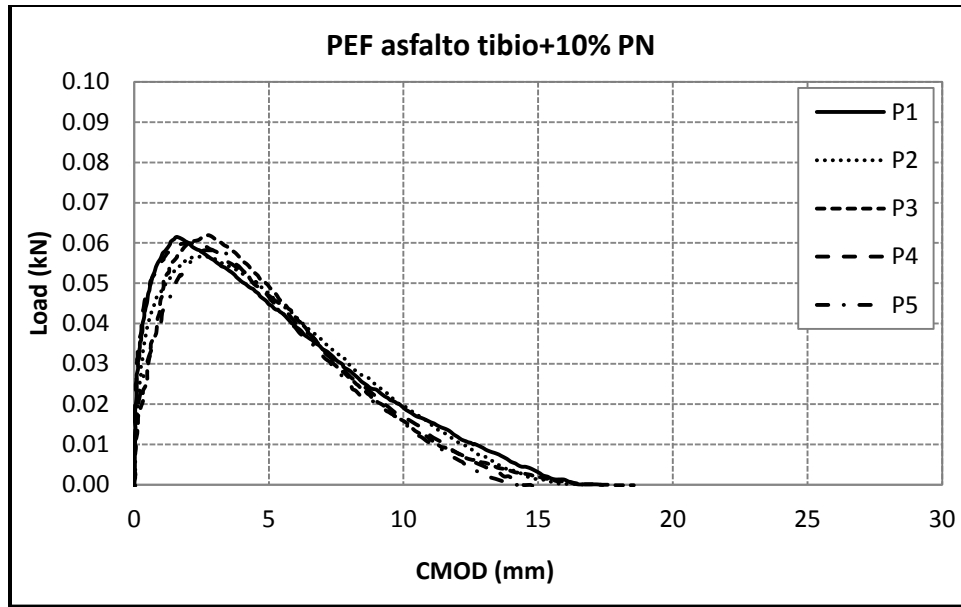


Figura 4.1.8. Gráficas carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura de la mezcla con asfalto tibio + 10% de PN.

La tabla 4.1.7 muestra los resultados de energía de fractura de las cinco probetas ensayadas, así como su desviación estándar.

Tabla 4.1.7. Tabla de resultados de la prueba de energía de fractura empleando el asfalto tibio + 10% de PN.

Asfalto Tibio + 10% de PN			
Espécimen	Load máx.	CMOD L. máx.	$G_f$
	(kN)	(mm)	(N/m)
<b>1</b>	0.0615	1.601	115.085
<b>2</b>	0.0566	2.694	111.969
<b>3</b>	0.0619	2.713	108.860
<b>4</b>	0.0599	2.353	111.320
<b>5</b>	0.0582	3.040	101.242
<b>Me</b>	0.0596	2.480	109.695
<b><math>\sigma</math></b>	0.0020	0.490	4.669

- *Cemento asfáltico tibio + 15% de PN*

En la figura 4.1.9 las gráficas de carga vs desplazamiento de las probetas con asfalto tibio + 15% de polvo de neumático, muestran una disminución en su carga máxima (0.038 a 0.049 kN) pero incrementaron notoriamente su desplazamiento con valores que van de 22 a 25 mm, lo que indica un mejor comportamiento plástico.

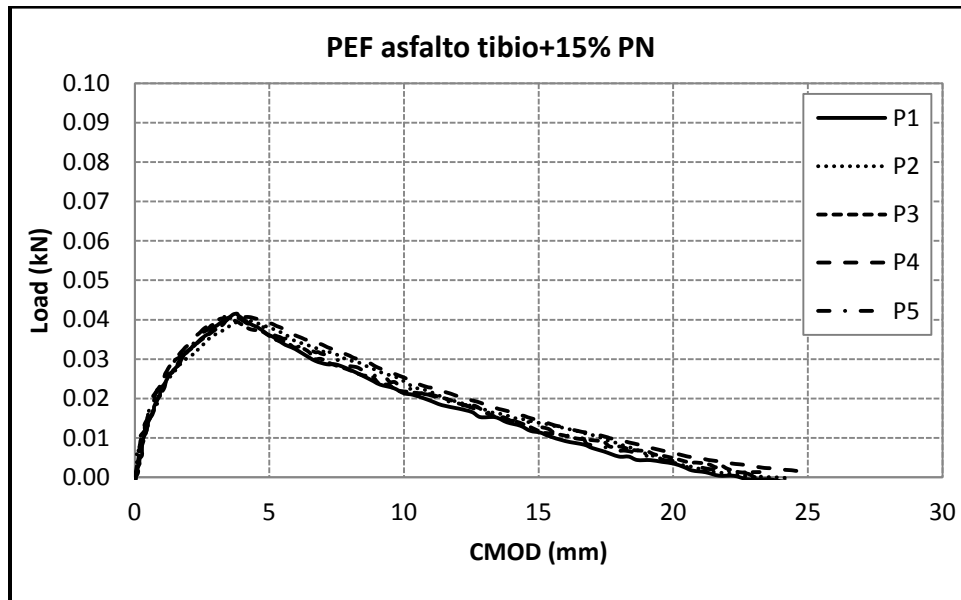


Figura 4.1.9. Gráficas carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura de la mezcla con asfalto tibio + 15% de PN.

En la tabla 4.1.8 se presentan los resultados de la energía de fractura que se obtuvieron para cada una de las probetas ensayadas, con una desviación estándar de  $\sigma=6.613$ .

Tabla 4.1.8. Tabla de resultados de la prueba de energía de fractura empleando el asfalto tibio + 15% de PN.

Asfalto tibio + 15% de PN			
Espécimen	Load <sub>máx.</sub>	CMOD <sub>L. máx.</sub>	G <sub>f</sub>
N	(kN)	(mm)	(N/m)
1	0.0415	3.801	103.658
2	0.0400	4.056	109.434
3	0.0400	3.456	108.998
4	0.0408	3.800	123.075
5	0.0411	3.657	107.285
Me	0.0407	3.754	110.490
$\sigma$	0.0006	0.196	6.613

- *Cemento asfáltico tibio + 20% de PN*

Con la modificación del asfalto tibio con el 20% de polvo de neumático, se presenta una disminución de la carga (0.03 a 0.044 kN) tanto como en su desplazamiento (13 a 18 mm); se observa en la figura 4.1.10.

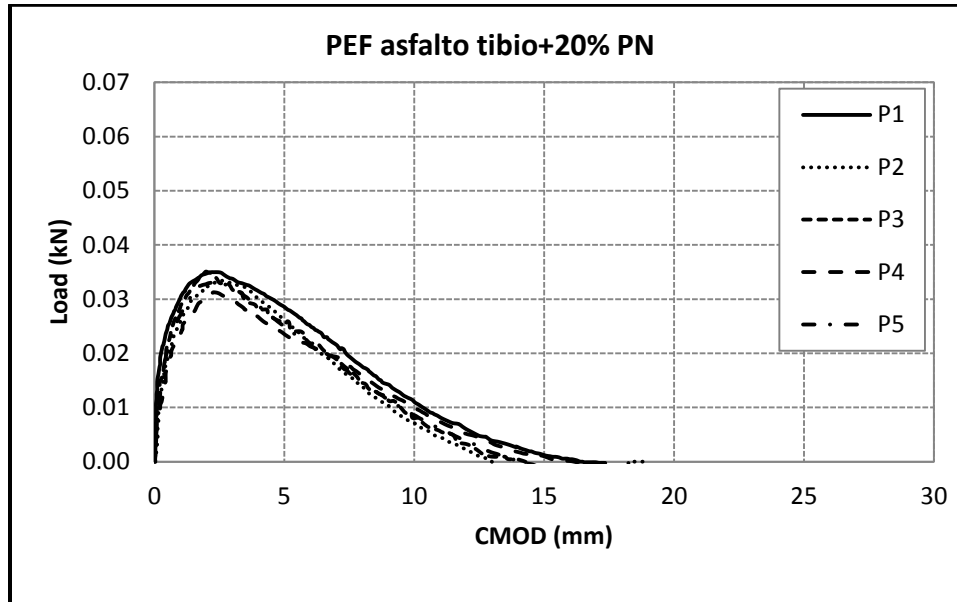


Figura 4.1.10. Gráficas carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura de la mezcla con asfalto tibio + 20% de PN.

La tabla 4.1.9 presenta los resultados de energía de fractura obtenidos.

Tabla 4.1.9. Tabla de resultados de la prueba de energía de fractura empleando el asfalto tibio + 20% de PN.

Asfalto tibio + 20% de PN			
Espécimen	Load <sub>máx.</sub>	CMOD <sub>L. máx.</sub>	G <sub>f</sub>
N	(kN)	(mm)	(N/m)
1	0.0350	2.2797	68.0449
2	0.0334	2.5958	63.3226
3	0.0350	1.9630	59.2670
4	0.0312	2.3539	57.8677
5	0.0332	2.4053	63.0430
Me	0.0336	2.3195	62.3090
$\sigma$	0.0014	0.2067	3.5622

A continuación se muestran los resultados promedio de cada tipo de mezcla asfáltica empleada (Figura 4.1.11), en donde se aprecian los diferentes comportamientos generados debido a la modificación con el polvo de neumático.

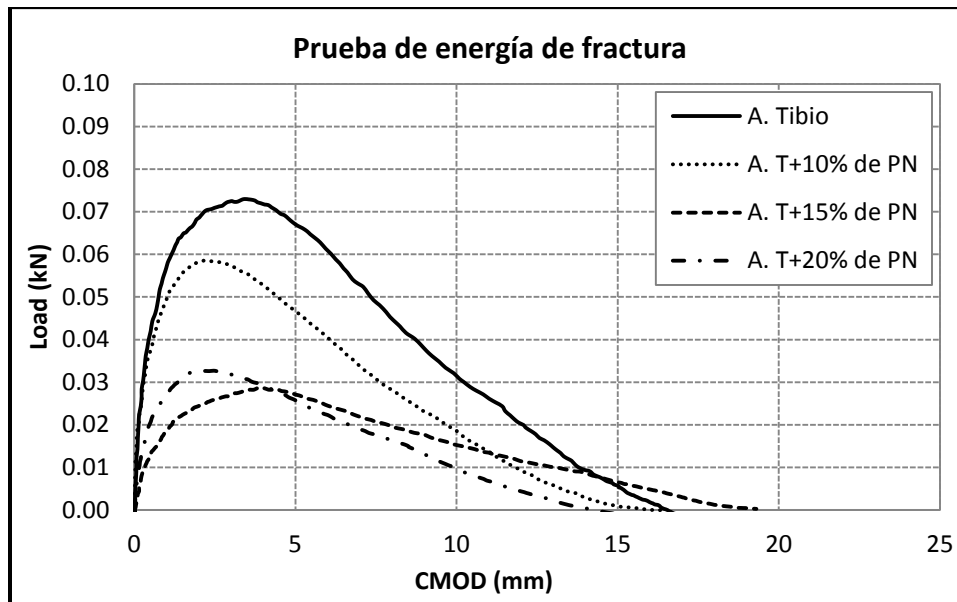


Figura 4.1.11. Gráficas promedio de carga vs desplazamiento de la prueba de energía de fractura.

Al analizar la figura anterior, podemos establecer que la carga máxima soportada es afectada debido a que la estructura de la mezcla asfáltica cambia por efecto del polvo de neumático, generando un incremento en los vacíos de aire provocando que la mezcla sea más susceptible a la disgregación de los materiales que la componen, aunque esto no afecta severamente su capacidad para disipar la energía al momento de fracturarse.

De acuerdo con los cálculos de energía de fractura es posible establecer que la mezcla con mejor desempeño fue la que se fabricó con el asfalto tibio sin incorporación del polvo de neumático. Dentro de las mezclas que fueron modificadas, las que obtuvieron un resultado mejor y de forma similar en cuanto a la energía de fractura obtenida, fueron las del 10 y 15% , y siendo la del 20% la de peores resultados.

#### 4.2 Comparativa entre mezcla asfáltica tibia con polvo de neumático y sin polvo de neumático

Con los resultados de las pruebas de tensión indirecta y la prueba de fractura, se observó claramente que la incorporación de polvo de neumático afectó la estructura de los componentes de la mezcla compactada, dando como resultado el aumento en su porcentaje de vacíos, y modificando su gravedad específica teórica máxima de cada una de ellas.

Las imágenes 4.2.1, 4.2.2, 4.2.3, 4.2.4 y 4.2.5 muestran un análisis comparativo de cómo fueron cambiando los resultados obtenidos debido a la modificación con el polvo de neumático.

La figura 4.2.1 muestra cómo los valores de la gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ) de cada mezcla disminuye conforme se incrementa el porcentaje de polvo de neumático incorporado. Esto genera que el valor de la densidad específica bruta ( $G_{mb}$ ) de la mezcla disminuya y aumenten los valores de vacíos de aire.



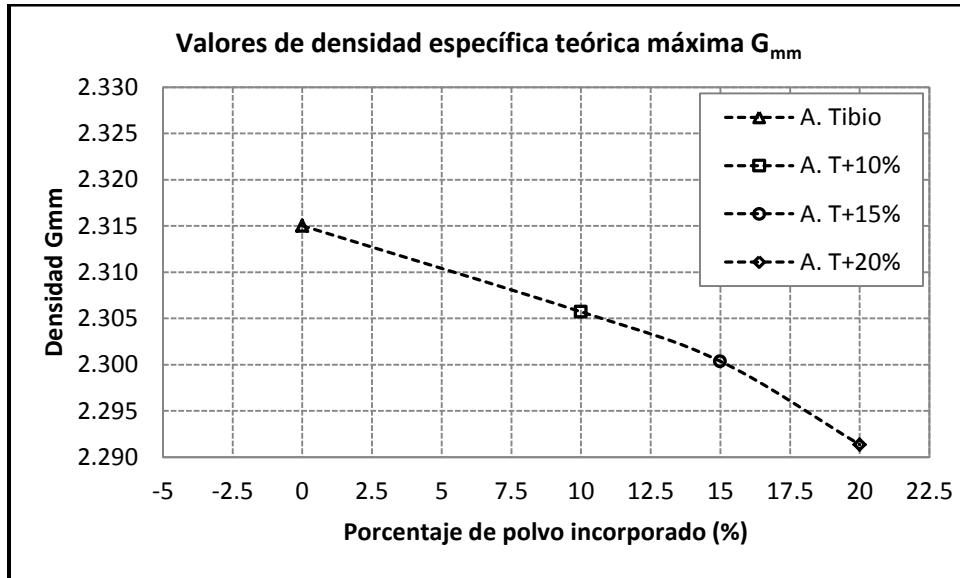


Figura 4.2.1. Gráfica de densidad específica teórica máxima de cada una de las mezclas.

La figuras 4.2.2 y 4.2.3 presentan de los resultados de la prueba de tensión indirecta, en donde se observan los valores de TSR vs vacíos de aire obtenidos en cada mezcla y los valores de TSR vs porcentaje de polvo de neumático incorporado.

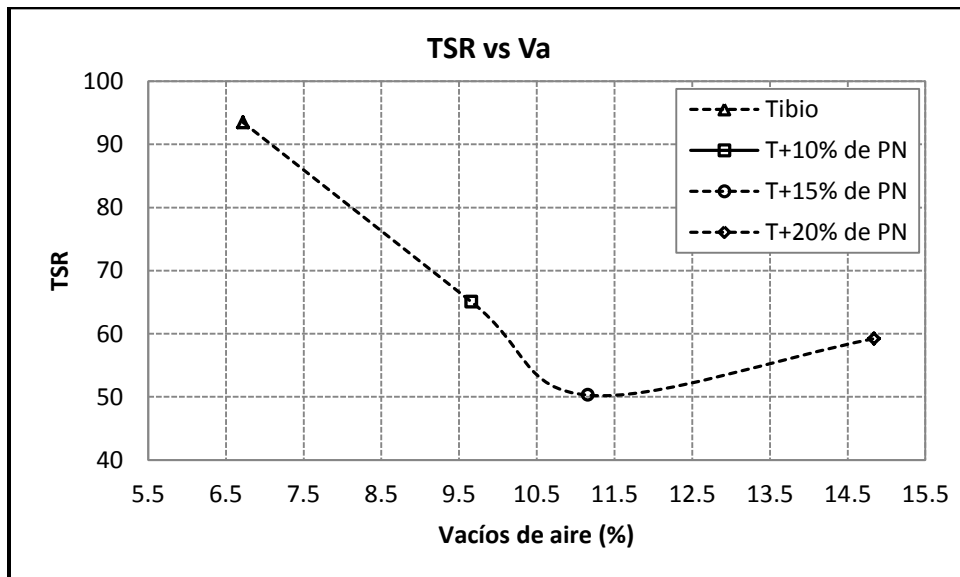


Figura 4.2.2. Gráfica de TSR vs vacíos de aire.

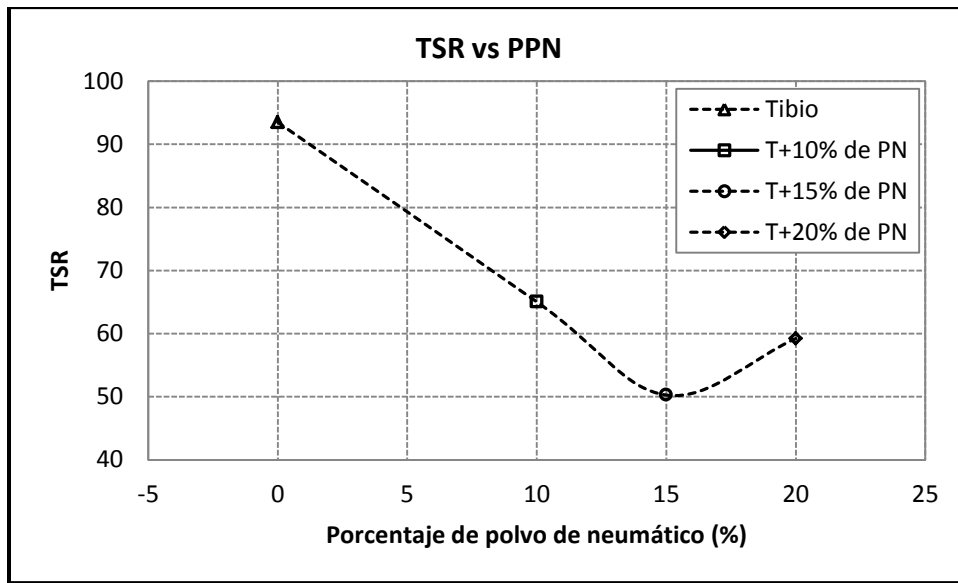


Figura 4.2.3. Gráfica de TSR vs porcentaje de polvo de neumático incorporado.

De las gráficas 4.2.2 y 4.2.3 podemos establecer que al ir incrementando el porcentaje de polvo de neumático, se incrementa el porcentaje de vacíos en la mezcla; por tanto, al ser mayor del 8% de vacíos de aire que marca como máximo las recomendaciones del protocolo AMAAC, la relación de resistencia a la tensión disminuye notablemente.

Las figuras 4.2.4 y 4.2.5 presentan los resultados de la prueba de fractura con relación a los vacíos de aire obtenidos a partir de la modificación con los distintos porcentajes de polvo de neumático incorporado.

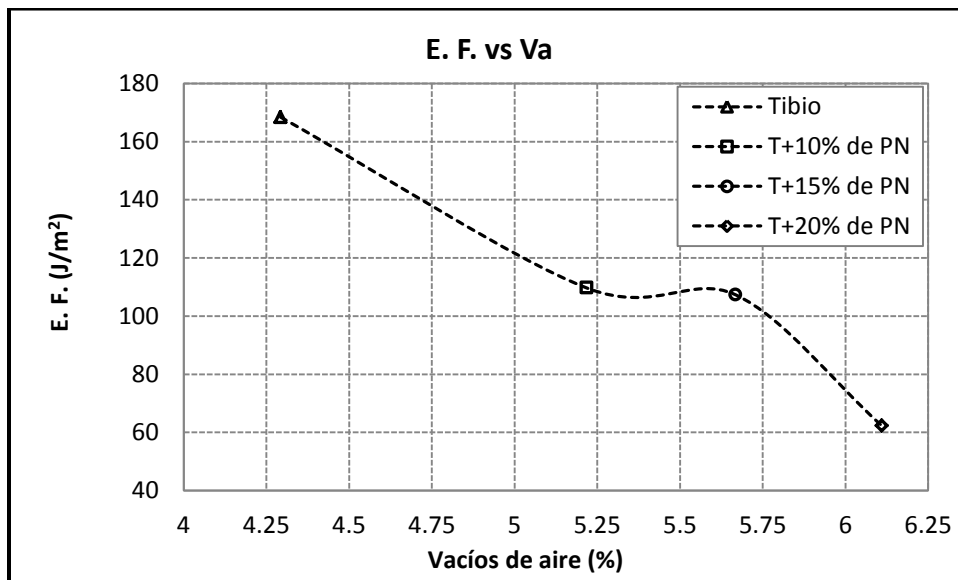


Figura 4.2.4. Gráfica de energía de fractura vs vacíos de aire.

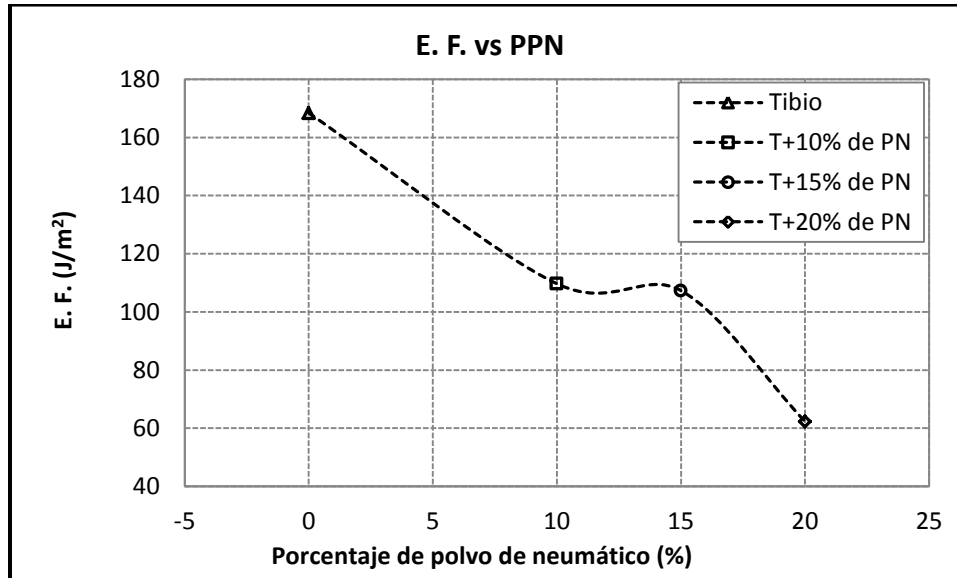


Figura 4.2.5. Gráfica de energía de fractura vs porcentaje de polvo de neumático incorporado.

Analizando las figuras 4.2.4 y 4.2.5 podemos observar que la energía de fractura disminuye alrededor de un 35% para los porcentajes entre 10 y 15%, los cuales presentan un comportamiento plástico similar al momento de presentarse el proceso de fractura; pero al incrementar el porcentaje a más del 15%, la mezcla se vuelve demasiado frágil con vacíos de aire mayor al 6%, presentándose una mezcla susceptible al envejecimiento y seguramente con problemas a temprana edad de su colocación.

# Capítulo 5

## Conclusiones y futuras líneas de investigación

### 5.1 Conclusiones

En esta tesis se presenta el comportamiento mecánico de dos tipos de mezclas asfálticas, para determinar la factibilidad de adicionarle polvo de neumático con porcentajes de 10, 15 y 20% sobre la cantidad de asfalto óptimo, con el propósito de someterla a un nivel de tránsito medio.

Las actividades realizadas con el fin del cumplimiento de los objetivos establecidos son las siguientes:

- Elaboración del diseño de una mezcla asfáltica en caliente (HMA) mediante la metodología AMAAC, para un nivel II, para esto se realizó lo siguiente:
  - a) Selección y caracterización del agregado pétreo, así como las del asfalto convencional Ekbé y asfalto tibio.
  - b) Elaboración del diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad de la mezcla asfáltica.
  - c) Susceptibilidad a la deformación permanente.
- Mediante la mezcla asfáltica de referencia (HMA), se elaboró una mezcla asfáltica en tibio (WMA).



- Modificación del asfalto tibio con la incorporación de tres porcentajes distintos de polvo de neumático (10, 15 y 20%).
  - a) Con la modificación de la mezcla asfáltica en tibio se analizó como influye en el mezclado y compactación de las probetas para las pruebas de Tensión Indirecta y Energía de Fractura.
  - b) Se analizaron los cambios en el diseño volumétrico que se presentaron debido a la adición del polvo de neumático.
- Evaluación de la influencia del polvo de neumático en la mezcla WMA mediante la prueba de Tensión Indirecta.
- Determinación de la incidencia del polvo de neumático en la mezcla WMA mediante la prueba de Energía de Fractura.

Por tanto, las conclusiones de este trabajo se presentan tomando en cuenta las hipótesis establecidas al inicio de esta tesis, y los resultados de las actividades realizadas.

Las hipótesis establecidas y sus conclusiones, debido a los resultados son las siguientes:

- A. Hipótesis 1: Se presentará una incompatibilidad del polvo de neumático con el asfalto tibio, debido a la diferencia en el gradiente de temperatura que se requiere en el proceso de incorporación de la mezcla.

Conclusión: Se presentó incompatibilidad entre el polvo de neumático y el asfalto tibio debido a que el caucho presentó una expansión considerable que afectó los resultados de las pruebas de comportamiento. Esto se debe a que el caucho necesita temperaturas más altas durante el proceso de digestión para mitigar la expansión del mismo.

- B. Hipótesis 2: La trabajabilidad en la fabricación de la mezcla asfáltica en tibio con la incorporación de polvo de neumático no se verá afectada de manera importante, ya que la expansión del caucho será limitada.

Conclusión: La expansión presentada no afectó la trabajabilidad de la mezcla durante la etapa de mezclado. Después de la compactación, fue cuando la mezcla presentó una expansión que no permitió el desmolde de las probetas hasta el día siguiente, debido a que si se desmoldaban minutos después de compactarse las probetas presentaban disgregación o se destruían por completo. En consecuencia, la expansión generada modificó la estructura de la mezcla compactada obteniendo un diseño volumétrico distinto al de la mezcla sin polvo de neumático.

- C. Hipótesis 3: Para el ensayo de Tensión Indirecta, la mezcla que contenga un mayor porcentaje de polvo de neumático presentará una mayor resistencia mecánica comparada con las de menor porcentaje.

Conclusión: Con los resultados obtenidos en la prueba de tensión indirecta, se observó que la mezcla con el 20% de polvo de neumático no fue la que obtuvo mejores resultados (TSR=59.23 y  $V_a=14.84$ ). Aunque ninguna de las tres mezclas modificadas cumplió con los requerimientos de la norma (TSR mín. de 80% y  $V_a=7\%$ ), la mezcla con el 10% de polvo de neumático obtuvo un TSR=65.04 con  $V_a=9.66\%$ , lo que permite concluir que el resultado fue afectado por el incremento de los vacíos de aire.

- D. Hipótesis 4: En el ensayo de Fractura, la mezcla que contenga un mayor contenido de polvo de neumático tendrá la capacidad de disipar una mayor energía en un mayor tiempo.

Conclusión: Del mismo modo que en la prueba de tensión indirecta, los resultados obtenidos con las mezclas modificadas fueron menores que los de la mezcla tibia sin modificación. En esta prueba de energía de fractura, la mezcla modificada con el 10 y 15% de polvo de neumático generaron resultados de  $G_f=108$  N/m y con un desplazamiento de 14 a 17 mm en promedio, con un comportamiento plástico mejor que la mezcla sin modificación pero con menor capacidad para disipar cargas máximas a 0.045 kN.

De acuerdo a lo anterior podemos concluir de forma general lo siguiente:

- El proceso de modificación por vía seca realizado con el asfalto tibio, no obtuvo los resultados esperados, debido a que el tiempo de digestión establecido para la expansión del polvo de neumático no fue suficiente, provocando que el caucho prolongara su expansión hasta la etapa de compactación e incrementara los vacíos en las probetas.
- Incorporar mayores porcentajes de polvo de neumático para la modificación provoca valores menores de la densidad absoluta de la mezcla. Esto genera el incremento de los vacíos de aire.
- Una mezcla con mayor porcentaje de vacíos de aire presenta menor capacidad para disipar cargas de tránsito elevado, además de que será susceptible al daño inducido por humedad, generará mayor fisuración y estará expuesta a mayor envejecimiento.



## 5.2 Futuras líneas de investigación

Siendo el objetivo de esta tesis determinar la factibilidad de fabricar una mezcla asfáltica tibia con la adición de polvo de neumático para un tránsito medio. Se establecen nuevas líneas de investigación con el propósito de mejorar los resultados obtenidos.

La compatibilidad entre el asfalto tibio con caucho no fue de la forma esperada, ya que el caucho requiere una temperatura más alta que la del asfalto tibio para su mezclado. Por tanto, se propone que el proceso de modificación sea realizado por la vía húmeda para analizar si de esa manera se minimiza la expansión del polvo de neumático.

Al minimizar la expansión de la mezcla, se podría analizar el diseño para niveles más altos de tránsito, evaluando el diseño con las pruebas de modulo dinámico y fatiga; lo que permitiría analizar distintas temperaturas y obtener un panorama más amplio del comportamiento del asfalto tibio con la adición del polvo de neumático.

# Referencias

1. AASHTO Designation: T 283-07 *Resistance of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) to Moisture-Induced Damage*.
2. Ali Topal, Burak Sengoz, Baha Vural Kok, Mehmet Yilmaz, Peyman Aghazadeh Dokandari, Julide Oner, Derya Kaya. *Evaluation of mixture characteristics of warm mix asphalt involving natural and synthetic zeolite additives*. *Construction and Building Materials* 57 (2014) 38-44.
3. Anderson Michael R, Turner Pamela A, Peterson Robert L, *Relationship of Superpave Giratory Compaction Properties to HMA Rutting Behavior, National Cooperative Highway Research Program NCHRP, Report 478, Washington DC (2002)*.
4. *Asfáltica revista técnica, Control de ruido en Autopistas con HMA, Diseño de mezclas asfálticas con Superpave y Mezcla asfáltica tibia (WMA)*. Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. Ejemplar número 6, julio 2006.
5. *Asfáltica revista técnica, El arte de la pavimentación, Pavimentos perpetuos, Pavimentos de mezcla asfáltica en tibio y Alternativas de uso de copolímeros SB en asfalto modificado*. Asociación Mexicana del Asfalto, A.C. Ejemplar número 3, julio 2005.
6. Asociación Mexicana del Asfalto, A. C. *Protocolo AMAAC, Desempeño de mezclas asfálticas*. 2008.





7. ASTM 7313–07 *Standard Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate Mixtures Using the Disk-Shaped Compact Tension Geometry.*
8. Ávila Álvarez, Guillermo. Lloret Morancho, Antonio; Ledesma Villalba, Alberto. *Estudio de la retracción y el agrietamiento de arcillas/Mecánica de fractura y su aplicación al estudio de agrietamiento de arcillas.* Ed. UPC.
9. Conferencia de legisladores fronterizos Tampico, Tamps., 6 de marzo de 2009. *Saneamiento de sitios contaminados con llantas de desecho y gestión de residuos de llantas de desecho.* Semarnat INEM 2009.
10. Davide Lo Presti. *Recycled Tyre Rubber Modified Bitumens for road asphalt mixtures: A literature review.* Construction and Building Materials 49 (2013) 863-861.
11. Fernando Moreno Navarro and M. Carmen Rubio Gámez. *Influence of Crumb Rubber on the Indirect Tensile Strength and Stiffness Modulus of Hot Bituminous Mixes.* Journal of Materials in Civil Engineering © ASCE/june 2012 / 715.
12. Guangcheng Long, Kunlin Ma, Zhe Li and Youjun Xie. *Self-Compacting Concrete Reinforced by Waste Tyre Rubber Particle and Emulsified Asphalt.* Sustainable Construction Materials 2012.
13. <http://es.slideshare.net/leonel321/mezclas-asfalticas-2./20-01-15>
14. [http://es.wikipedia.org/wiki/Contaminaci%C3%B3n\\_en\\_la\\_Ciudad\\_de\\_M%C3%A9xico./20-01-15](http://es.wikipedia.org/wiki/Contaminaci%C3%B3n_en_la_Ciudad_de_M%C3%A9xico./20-01-15)
15. <http://ligante-asfaltico.blogspot.mx/p/llantas-usadas-en-pavimentos.html26-03-14>.
16. <http://rincondeluruguayo.blogspot.mx/2013/06/el-mayor-cementerio-del-mundo-de.html/25-03-14>.
17. <http://tutorialeswordyotros.blogspot.mx/2012/07/numerar-tablas-y-graficos-de-forma.html/20-01-15>
18. <http://www.actiweb.es/selladorasfaltico/30-03-14>.
19. <http://www.aditivosasfalticos.com/23-03-14>.
20. <http://www.monografias.com/trabajos93/plantas-asfalticas/plantas-asfalticas.shtml/20-01-15>
21. <http://www.sorigue.com/galeria-de-imagenes/laboratorio/27-03-14>.
22. <http://www.tecpronor.com/21-03-14>.
23. Instituto del Asfalto. *Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de Superpave.* Agosto 1966.

24. Instituto Panamericano de Carreteras de Transporte de los Estados Unidos. *Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de Superpave*. Programa Estratégico de Investigación de Carreteras SHRP.
25. Joel R.M. Oliveira, Hugo M.R.D. Silva, Liliana P.F. Abreu, Sara R.M. Fernandes, *Use of a warm mix asphalt additive to reduce the production temperatures and to improve the performance of asphalt rubber mixtures*. Journal of Cleaner Production 41 (2013) 15-22.
26. Lubinda F. Walubita, Abu N.M. Faruk, Alex E. Alvarez, Tom Scullion. *The Overlay Tester (OT): Using the Fracture Energy Index concept to analyze the OT monotonic loading test data*. Construction and Building Materials 40 (2013) 802-811.
27. Ministerio de medio Ambiente. *Manual de Empleo de Caucho de NFU en Mezclas Bituminosas*. España Mayo 2007.
28. N·CMT·4·05·004/05 CMT. *Características de los materiales parte 4. Materiales para pavimentos título 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas Capítulo 004. Calidad de Materiales Asfálticos Grado PG*.
29. NLT-346/90. *Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas*.
30. Paul Garnica A., Horacio Delgado A., José Antonio Gómez L., Sergio Alonso R., Humberto Alonso Alarcón O. *Aspectos del Diseño Volumétrico de Mezclas Asfálticas*. Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte. Publicación Técnica No 246 Sanfandila, Qro, 2004.
31. Semarnat INEM 2005. *Emisión de contaminantes en la Zona Metropolitana del Valle de México 2000-2012*.
32. Simão M.S. Pereira, Joel R.M. Oliveira, Elisabete F. Freitas, Pedro Machado. *Mechanical performance of asphalt mixtures produced with cork or rubber granulates as aggregate partial substitutes*. Construction and Building Materials 41 (2013) 209-215.
33. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco. Dra. Violeta Mugica Á., Mtro. José de Jesús Figueroa L., Mtro. Adolfo Hernández M. *Evaluación y Seguimiento del Programa para Mejorar la Calidad del Aire en la Zona Metropolitana del Valle de México 2002-2010*.
34. Xiang Shu, Baoshan Huang. *Recycling of waste tire rubber in asphalt and portland cement concrete: An overview*. Construction and Building Materials (2013).



# Anexo

## A1. Reporte fotográfico

- Caracterización del agregado pétreo



A 1.1 Cribado del material pétreo



A 1.2 Lavado del material pétreo



A 1.3 Prueba de equivalente de arena



A 1.4 Prueba de abrasión los Ángeles



A 1.5 Prueba de angularidad del agregado fino



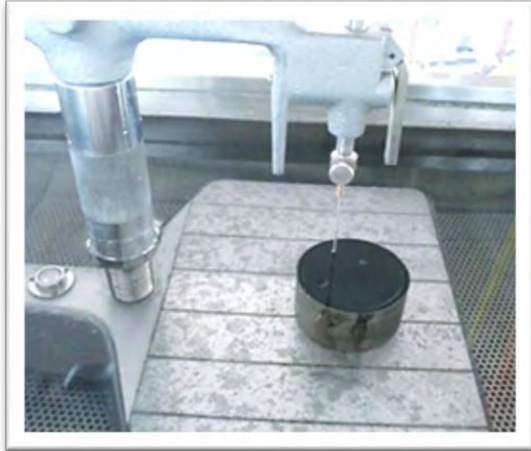


A 1.6 Prueba de forma de partícula



A 1.7 Prueba de densidad de finos

- Caracterización de asfaltos

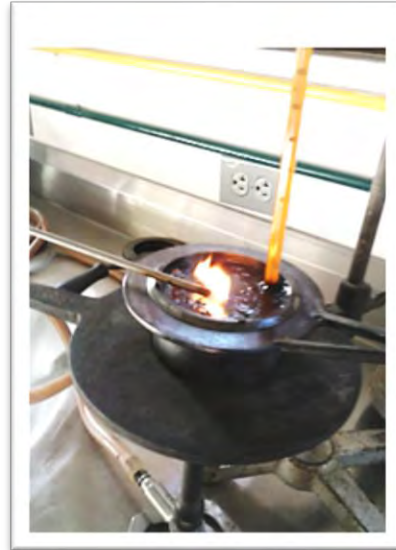


A 1.8 Prueba de penetración

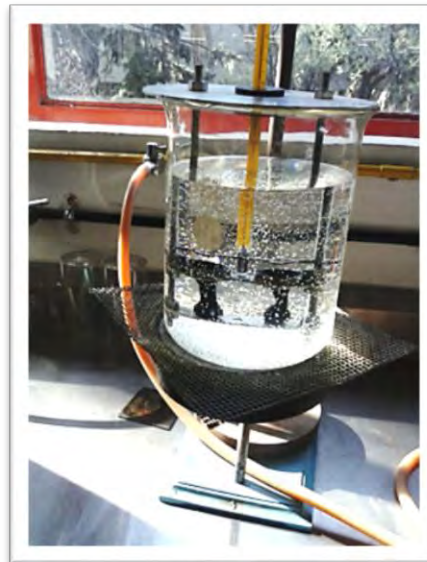


A 1.9 Prueba de viscosidad saybol-furol





A 1.10 Prueba de punto de inflamación Cleveland



A 1.11 Prueba de punto de reblandecimiento anillo y bola

- Diseño volumétrico



A 1.12 Acondicionamiento de material pétreo y equipo de mezclado



A 1.13 Colocación del cemento asfáltico y etapa de mezclado



A 1.14 Etapa de digestión del caucho en la mezcla asfáltica y colocación en los moldes de compactación



A 1.15 Compactación de probetas





A 1.16 Obtención de los parámetros volumétricos



A 1.17 Compactación de probetas para la prueba de deformación permanente



A 1.18 Prueba de deformación permanente

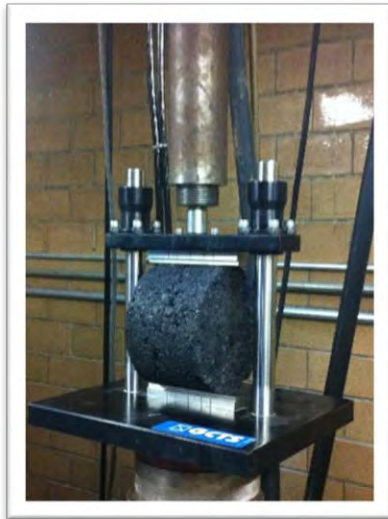
- Prueba de evaluación: Tensión Indirecta



A 1.19 Acondicionamiento de probetas para la prueba de tensión indirecta, etapa de congelamiento



A 1.20 Acondicionamiento de probetas para la prueba de tensión indirecta, etapa de saturación a 25° C



A 1.21 Prueba de tensión indirecta



- Prueba de evaluación: Energía de Fractura



A 1.22 Elaboración de la geometría de las probetas para la prueba de energía de fractura



A 1.23 Prueba de energía de fractura



A 1.24 Probetas ensayadas de la prueba de energía de fractura



