



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A LAS DEFORMACIONES
PLÁSTICAS DE MEZCLAS FABRICADAS CON ASFALTOS
CONVENCIONALES Y UN ASFALTOS MODIFICADOS CON POLÍMERO
SBS, UTILIZANDO LA PISTA DE ENSAYO DE LABORATORIO UMICH”**

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

SALVADOR ALVARADO GONZÁLEZ

ASESOR:

Dr. JORGE ALARCÓN IBARRA

MORELIA, MICHOACÁN.

FEBRERO DEL 2007

ÍNDICE

Agradecimientos

Lista de Tablas

Lista de Figuras

INTRODUCCIÓN. **1**

OBJETIVOS. **6**

Capítulo 1.

MEZCLAS ASFÁLTICAS. **9**

1.1 Generalidades **9**

1.2 Definición **10**

1.2.1 Tipos de mezclas asfálticas **10**

1.2.2 Metodologías de Diseño **12**

1.2.2.1 Método Marshall **13**

1.2.2.2 Método Hveem **13**

1.2.2.3 Método de Superpave **13**

1.2.3 Parámetros volumétricos en la mezcla asfáltica **14**

1.2.3.1 Gravedad específica neta del agregado **17**

1.2.3.2 Gravedad específica del agregado **17**

1.2.3.3 Gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica **18**

1.2.3.4 Absorción del asfalto **19**

1.2.3.5 Contenido de asfalto efectivo **19**

1.2.3.6 Porcentaje de vacíos en el agregado mineral **20**

1.2.3.7 Porcentaje de vacíos de aire **21**

1.2.3.8 Porcentaje de vacíos llenados de asfalto **21**

1.2.4 Objetivos del diseño de una mezcla asfáltica. **21**

1.2.5 Deterioros de las mezclas asfálticas **22**

1.3 Materiales Empleados **31**

1.3.1 Agregados Pétreos **31**

1.3.1.1 Clasificación de materiales pétreos	32
1.3.1.2 Propiedades de los agregados pétreos	34
1.3.2 Asfalto	41
1.3.2.1 Características físicas del asfalto	42
1.3.2.2 Sistema Superpave Performance Grading (PG)	45
1.3.2.3 Asfaltos Modificados	46
 <u>Capítulo 2.</u>	
<u>DEFORMACIONES PLÁSTICAS EN MEZCLAS ASFÁLTICAS.</u>	54
2.1 Generalidades	54
2.2 Introducción	55
2.3 Deformaciones Plásticas	56
2.3.1 Tipos de deformaciones Plásticas	57
2.3.2 Mecanismos de formación de roderas	58
2.3.2.1 Solicitaciones de cargas en un pavimento	62
2.3.2.2 Naturaleza cíclica de las cargas que actúan en un pavimento	64
2.3.2.3 Esfuerzos que producen las cargas en función de su magnitud y tipología.	65
2.3.3 Factores que intervienen en la formación de roderas	67
2.3.4 Modelos matemáticos	81
 <u>Capítulo 3.</u>	
<u>EQUIPOS PARA MEDICIÓN DE DEFORMACIÓN PERMANENTE.</u>	86
3.1 Ensayos de laboratorio que permiten evaluar las deformaciones permanentes en las capas del pavimento asfáltico.	86
3.1.1 Ensayo de creep estático en compresión axial y triaxial	87
3.1.2 Ensayo de creep en compresión axial y triaxial con carga pulsante	88
3.1.3 Ensayo en compresión triaxial con carga dinámica	88
3.1.4 Ensayo de tracción indirecta por compresión diametral con carga pulsante	89
3.1.5 Ensayo de corte simple	90

3.1.6 Ensayos de Pista o Wheel-Tracking Tests	90
3.1.6.1 Georgia Loaded Wheel Tester (GLWT)	91
3.1.6.2 Asphalt Pavement Analyzer (APA)	92
3.1.6.3 Hamburg Wheel-Tracking Device (HWT)	93
3.1.6.4 Equipo de Pista de ensayo de laboratorio Español	95
3.1.6.5 Purdue University Laboratory Wheel-Tracking Device	96
3.1.6.6 French Wheel Tracker (FWT)	97
3.1.6.7 Model Mobile Load Simulator (MMLS3)	98
3.2 Equipos de ensayo del tipo Wheel Tracking en México.	99
3.3 Comparación de normas de ensayo	99
3.4 Equipo desarrollado en la Universidad Michoacana.	111
3.4.1 Procedimiento de ensayo	115
 <u>Capítulo 4.</u>	
<u>ENSAYOS DE LABORATORIO.</u>	119
 4.1 Procedimiento experimental	119
4.1.1 Caracterización del material	120
4.1.1.1 Agregados pétreos	120
4.1.1.2 Ligantes Asfálticos	128
4.1.1.3 Diseño Marshall	130
4.1.1.4 Ensayo de Deformación Permanente.	132
 <u>Capítulo 5.</u>	
<u>ANÁLISIS DE RESULTADOS.</u>	137
 5.1 Propiedades físicas del agregado mineral	137
5.2 Propiedades físicas de los asfaltos empleados	139
5.3 Parámetros Marshall	140
5.4 Ensayo de Pista de Laboratorio	143
5.4.1 Resultados de Mezcla elaborada con Asfalto Convencional	143
5.4.2 Resultados de Mezcla elaborada con Asfalto Modificado SBS	147

<u>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</u>	152
Conclusiones	152
Recomendaciones	155
<u>BIBLIOGRAFÍA.</u>	158

AGRADECIMIENTOS

Antes que nada quiero agradecer a Dios por darme salud y sabiduría para estar en la posición en la que me encuentro, a un paso de lograr lo que siempre he soñado ser.

A MIS PADRES

Doña Tere y Don Chavo

Que siempre me han brindado su apoyo incondicional y han estado conmigo en las buenas y en las malas, por todas las preocupaciones y desvelos que han soportado por mí, y por el sacrificio que han hecho para apoyarme en mis estudios; espero algún día poderse los recompensar con creces.

A MIS HERMANAS Y SUS ESPOSOS

Rosy y Javier, Paty y Felipe, Lucy y Alfonso

Porque siempre me han tendido su mano, ellas brindándome su apoyo, tanto económico como moral y ellos porque más que cuñados, los considero como amigos, y por permitirles a ellas estar conmigo.

A MIS SOBRINOS

Zhay, Javi, July, Tere, Dulce y Felipe.

Que con sus travesuras y sonrisas me hacen pasar los momentos más felices de mi vida.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS

Por brindarme su sincera amistad y acompañarme en los momentos especiales de mi vida.

A Edén, Edwin y José, que más que compañeros de la escuela han sido amigos y siempre tendrán un lugar especial en mi vida, por las desvelas ala hora de estudiar; pero en especial, quiero agradecer a José, ya que sin el no hubiera sido posible desarrollar el presente trabajo; por todo el tiempo que trabajamos en equipo "gracias amigo".

A MIS MAESTROS

Por guiarme durante toda mi vida por el camino de provecho por enseñándome todos los conocimientos que he adquirido durante toda mi formación estudiantil, pero en especial al Dr. Jorge Alarcón, ya que es un ejemplo a seguir y sin su apoyo no hubiera sido posible realizar este trabajo.

Por último quiero agradecer a todas las persona que me faltaron, pero que han estado con migo en las buenas y en las malas.

"GRACIAS"

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO 1

Tabla.1.1 Clasificación de los Cementos Asfálticos (SCT)	44
Tabla.1.2 Clasificación de los Polímetros	48

CAPÍTULO 2

Tabla.2.1 Factores que afectan a las deformaciones plásticas en las mezclas asfálticas.	81
Tabla.2.2 Modelos matemáticos de predicción de deformaciones plásticas en las capas de mezcla asfáltica de un pavimento.	84

CAPÍTULO 3

Tabla.3.1 Cuadro Comparativo entre normativa española y británica para ensayos de pista de laboratorio en mezclas asfálticas	107
Tabla.3.2 Comparación de los métodos de compactación de las muestras de ensayo	110

CAPÍTULO 5

Tabla 5.1 Propiedades Mecánicas de los Agregados	137
Tabla 5.2. Ajuste granulométrico	138
Tabla 5.3 Requisitos de calidad para un cemento asfáltico clasificado por viscosidad dinámica a 60°C	139
Tabla 5.4 Requisitos de calidad para cementos asfálticos AC-20 modificados (Tipo I)	140
Tabla5.5 Resumen de resultados	142
Tabla 5.6 Parámetros Marshall para un 6% en peso de asfalto	143
Tabla 5.7 Resumen de deformaciones acumulada promedio para el asfalto AC-20	144
Tabla 5.8 Propiedades Volumétricas de la Mezcla Asfáltica elaborada con Asfalto Modificado con Polímero SBS	147
Tabla 5.9 Resumen de deformaciones acumulada promedio para el asfalto modificado.	148

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Fig 1.1 Ilustración de los parámetros de diseño volumétrico	15
Fig. 1.2 Componentes del diagrama de compactación de una HMA	16
Fig 1.3 Pérdida de agregados	24
Fig 1.4 Pérdida de capa de rodadura	24
Fig 1.5 Pérdida base	25
Fig 1.6 Exudación de asfalto	25
Fig 1.7 Desgaste de los agregados	26
Fig 1.8 Exposición de agregados	26
Fig 1.9 Roderas	27
Fig 1.10 Canalizaciones	27
Fig 1.11 Baches profundos	28
Fig 1.12 Ondulaciones	28
Fig 1.13 Grietas longitudinales	29
Fig 1.14 Grietas Transversales	29

Fig 1.15	Fisuras solas o en retícula	30
Fig 1.16	Piel de cocodrilo	30
Fig 1.17	Defectos en la construcción	31
Fig. 1.18	Mallas usadas para el análisis granulométrico	36
Fig.1.19	Regiones geográficas para la utilización de asfaltos clasificados según su viscosidad dinámica a 60°C.	45
Fig. 1.20	Estireno-Butadieno-Estireno, conocido como caucho SBS	49
Fig. 1.21	Cadena de SBS	50
Fig. 1.22	Forma de unión del polímero	50
Fig. 1.23	Ensaye de recuperación elástica en ductilometro	52

CAPÍTULO 2

Fig. 2.1	Deformaciones Plásticas en las diferentes capas de un pavimento	56
Fig. 2.2	Mecanismo de acumulación de deformaciones irreversibles en la mezcla asfáltica.	60
Fig. 2.3	Cambio en el comportamiento de la mezcla asfáltica en función de la temperatura.	61
Fig. 2.4	Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta.	63
Fig. 2.5	Estado de esfuerzos en una sección longitudinal de un pavimento.	65
Fig. 2.6	Estado de esfuerzos en un pavimento debido al movimiento de una rueda cargada.	67

CAPÍTULO 3

Fig. 3.1	Compactador Kneading	90
Fig. 3.2	Georgia Loaded Wheel Tester (GLWT)	92
Fig. 3.3	Asphalt Pavement Analyzer (APA)	93
Fig. 3.4	Hamburg Wheel-Tracking Device (HWTB)	94
Fig. 3.5	Máquina de ensayo de la Universidad Politécnica de Cataluña	96
Fig. 3.6	Purdue University Laboratory Wheel-Tracking Device	96
Fig. 3.7	French Wheel Tracker (FWT)	98

Fig. 3.8 Model Mobile Load Simulator (MMLS3)	99
Fig. 3.9 Esquema de la Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH	111
Fig. 3.10 Compresor de aire	112
Fig. 3.11 Unidad control y mantenimiento	113
Fig. 3.12 Cámara Termostática (izquierda), Vista interior de la cámara (derecha)	114
Fig. 3.13 Vista Frontal (izquierda) y lateral (derecha) de la unidad de aplicación de carga	115
Fig. 3.14 Mezclado (izq.), Compactación (centro) y probetas Marshall (der.)	115

CAPÍTULO 4

Fig. 4.1 Esquema del procedimiento de ensayo	119
Fig. 4.2 Secado del material pétreo	121
Fig. 4.3 Mallas y equipo mecánico de cribado	122
Fig. 4.4 Matraz con marca de aforo	123
Fig. 4.5 Picnómetro para determinación de densidad de gravas	124
Fig. 4.6 Equipo para la obtención del equivalente de arena	124
Fig. 4.7 Máquina de los Ángeles	127
Fig. 4.8 Viscosímetro Rotacional	129
Fig. 4.9 Carta de Viscosidad	129
Fig. 4.10 Reómetro de corte dinámico.	130
Fig. 4.11 Compactador Marshall	131
Fig. 4.12 Pastillas Marshall	131
Fig. 4.13 Baño maría	132
Fig. 4.14 Prensa Marshall	132
Fig. 4.15 Pastillas colocadas en el molde	134
Fig. 4.16 Configuración del acomodo de los agregados en la mezcla	134
Fig. 4.17 Pastillas ensayadas en la pista de ensayo	134
Fig. 4.18 Deformación provocada por la rueda	135

CAPÍTULO 5

Fig. 5.1 Curva granulométrica utilizada para le elaboración de la mezcla	139
Fig. 5.2 Estabilidad marshall	141
Fig. 5.3 Vacíos en la mezcla (%)	141
Fig. 5.4 Flujo marshall	141
Fig. 5.5 Vacíos en el agregado mineral (%)	141
Fig. 5.6 Peso Volumétrico	142
Fig. 5.7 Vacíos ocupados por CA (%)	142
ig.5.8 Gráfica Tiempo-Deformación para AC-20 al 5%	144
Fig.5.9 Gráfica Tiempo-Deformación para AC-20 al 6%	145
Fig.5.10 Gráfica Tiempo-Deformación para AC-20 al 7%	145
Fig. 5.11 Gráfica de Velocidad de Deformación AC-20	146
Fig. 5.12 Gráfica Tiempo-Deformación para PG-76 al 5%	148
Fig. 5.13 Gráfica Tiempo-Deformación para PG-76 al 6%	149
Fig. 5.14 Gráfica Tiempo-Deformación para PG-76 al 7%	149
Fig. 5.15 Gráfica de Velocidad de Deformación PG-76	150

INTRODUCCIÓN

Introducción

A partir de la década de los años 20's se ha venido conformando una red carretera que mantenga comunicado a todo nuestro país. En la actualidad se cuenta con alrededor de 300,000 km de carreteras, pero a partir de la segunda guerra mundial y con el desarrollo de la industria petroquímica se comenzó a utilizar el asfalto para la estabilización de nuestras carreteras, esto con el fin de evitar su deterioro y proporcionar una mejor superficie de rodamiento.

En los últimos 30 años en México, la investigación, el desarrollo tecnológico y la transferencia de tecnología en el área de los pavimentos asfálticos ha tenido un avance muy lento, ya que se siguen realizando las mismas prácticas de los años 70, hoy en día obsoletas y deficientes. Por un lado, se tiene el monopolio de abastecimiento de cementos asfálticos por parte de PEMEX, empresa que hasta el año 1995 producía un solo tipo de cemento asfáltico, lo que ha provocado que al no existir opciones, se emplee de manera indistinta en Chiapas, Morelos, Sonora y Nuevo León, estados con condiciones climatológicas muy diferentes, obteniendo resultados no deseables. Por otro lado, los diseños de las mezclas asfálticas se han visto limitados a un solo tipo de mezcla, situación que para unos casos funciona de manera adecuada y para otros no. Por último, los materiales empleados y los procedimientos de construcción no siempre tienen o cumplen con especificaciones que, bajo un buen control de calidad, garanticen una alta durabilidad de los pavimentos dentro de los rangos aceptables de confiabilidad.

Desde hace ya varios años se han venido incrementando los problemas que presentan los pavimentos, en especial los que utilizan mezclas asfálticas en su construcción. Esto se debe principalmente a que las solicitudes del tráfico cada vez son mayores, y el peso de los camiones de carga va incrementándose, pero a pesar que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) norma estos parámetros, no los regula o controla de una manera adecuada.

Debido a la importancia que tienen nuestros caminos en el desarrollo económico del país, ya que por ellos se transporta casi el 80% de la mercancía y mas del 90% del los pasajeros, debemos de construir caminos que resulten económicos tanto en su construcción, al igual que un su conservación y operación, pero además, que sean cómodos y seguros.

Con el propósito de mejorar el desempeño de las mezclas asfálticas, se han venido realizando investigaciones para estudiar su comportamiento y las posibles causas de sus fallas. Una de ellas es la que nos ocupa en el presente trabajo y son las deformaciones plásticas o permanentes, mejor conocidas como roderas, que no es más que la formación de canales o surcos a lo largo del camino debido a la deformación que sufre la carpeta y que no es capas de recuperar.

Esta falla se debe principalmente a dos factores: Falla estructural de cualquiera de las capas inferiores, ya puede ser en la base, sub-base, sub-rasante, o hasta la misma terracería; por la utilización de materiales de mala calidad o errores en el procedimiento constructivo que se manifiestan como hundimientos en la carpeta por estar mal cimentada. Falla de la carpeta, que es el motivo por el cual se realizó el presente trabajo, y se debe principalmente a la insuficiencia para resistir la tensión de corte en cargas repetitivas y se presenta de forma similar a la falla anterior pero además se puede observar un desplazamiento del material hacia los lados.

Al presentarse la falla, la seguridad en los conductores se ve alterada, ya que la irregularidad de la superficie provoca inestabilidad al conducir, además de que en los surcos se acumula el agua producto de la lluvia, que al circular por ella se pulveriza proyectándose contra otros vehículos que también circulan por la carretera y disminuyendo la capacidad de visión de los conductores, otro efecto que se produce es la falta de adherencia entre la llanta y la superficie de rodamiento debido a que se forma una película delgada de agua entre ambos, provocando desplazamientos laterales del vehiculo y

dificultades de frenado; lo que aumenta el nivel de estrés del conductor y mayor número de accidentes.

Al ser la SCT la encargada de emitir la normativa en México en el área de pavimentos para carreteras, ha sido práctica generalizada el seguir sus normas y especificaciones, lo cual no tiene por qué ser una buena práctica en todos los casos. Hay que tener en cuenta las diferencias tan grandes de condiciones climatológicas lo cual limita el empleo de ciertos materiales, ya que su comportamiento será diferente según sea la zona; esto obliga a los estados a desarrollar sus propias normas y especificaciones para el buen empleo de estos materiales.

En la formación de las deformaciones permanentes en una mezcla influyen factores que incrementan o disminuyen su resistencia, tales como la granulometría, forma, tamaño, limpieza, dureza, etc. esto en lo que se refiere a los agregados pétreos; si hablamos del ligante asfáltico podemos mencionar otros mas como la cantidad y el tipo de asfalto; así como características propias de la mezcla como son los vacíos del agregado mineral y de la mezcla. Pero además de las propiedades físicas de los materiales y de las características de la mezcla existen otros factores extrínsecos como lo son las cargas por eje de los vehículos, presión de inflado de los neumáticos, temperatura medioambiental y el agua.

Por tal motivo se está investigando sobre metodologías de ensayo que permitan realizar un diseño más adecuado de mezclas, y normativas que garanticen el correcto funcionamiento de nuestros pavimentos. Últimamente en nuestro país se ha implementado el uso de asfaltos modificados, los cuales proporcionan un mejor desempeño de las mezclas asfálticas al adicionarle un determinado porcentaje de polímero de ciertas características se logra mejorar el comportamiento reológico del asfalto y disminuir la susceptibilidad a los cambios de temperatura.

La adición de polímeros en el asfalto, proporciona a la mezcla durabilidad y resistencia, tal es el caso del tipo SBS (*Estireno-Butiadieno-Estireno*), que es uno de los más empleados por su comportamiento durante la vida útil de la mezcla.

Existe un sinnúmero de modelos para la predicción de las deformaciones plásticas, de las cuales se pueden distinguir tres categorías: Ecuaciones empíricas de regresión, leyes típicas

de deformación plástica y ecuaciones basadas directamente en ensayos de laboratorio; este último, es el caso que sirve de base para realizar la presente investigación.

Se han desarrollado una gran cantidad de pruebas de laboratorio para predecir y determinar las causas de la falla por deformación plástica, que van desde ensayos diametrales, uniaxiales, triaxiales, de corte, empíricos y de simulación. Los ensayos de tipo simulación, como su nombre lo dice simulan el tráfico que pasa por encima de la mezcla, y de este tipo de ensayos se desprenden una variedad de modalidades; entre los que podemos mencionar el APA, Wheel Tracking, Máquina de Hamburgo, Ensayo de Roderas Francés, y otros mas que aunque son similares en su funcionamiento, arrojan resultados, que no nos permiten hacer una comparativa entre ellos.

Uno de los equipos que se utilizan para hacer ensayos de simulación es la pista de ensayo de laboratorio Española detallada en la norma **NLT173/84. Resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio**. Basados en este diseño, los investigadores de la U.M.S.N.H. desarrollaron la *Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH*.

Utilizando esta pista de ensayos, se realizaron una serie de pruebas con el objeto de predecir el comportamiento que ofrecen las mezclas asfálticas densas fabricadas con un asfalto modificado con polímetro SBS en lo que respecta a las deformaciones plásticas; y compararlo con el que presentan el mismo tipo de mezclas pero empleando asfalto convencional AC-20 que es el más utilizado en nuestro país.

OBJETIVOS

Objetivos

Dada la importancia que tienen las mezclas asfálticas en el comportamiento de los caminos, este trabajo pretende ampliar los conocimientos sobre las fallas que se presentan en ellos, específicamente hablamos de las deformaciones plásticas o permanentes que se producen en la capa de rodadura por un diseño deficiente de la mezcla o por otros factores que no tiene nada que ver con el diseño; para lo cual nos propusimos como objetivo general predecir la deformación que se presenta en dos mezclas ensayadas (utilizando un asfalto convencional y un asfalto modificado con polímetro SBS), así como el efecto que tienen sobre ellas, factores como la temperatura, las solicitaciones del tráfico, y las propiedades mismas de la mezcla; para lo cual se plantearon una serie de objetivos en particular que a continuación se mencionan.

- En primera instancia se pretende hacer una recopilación exhaustiva de información sobre el tema que nos incumbe, que es el caso de las deformaciones plásticas o permanentes. Conocer la problemática y efectos que estas tiene en nuestras carreteras, así como también conocer que tipo de estudios se están haciendo al respecto.
- Conocer la problemática que se presenta debido a las deformaciones permanentes, identificando la calidad de los materiales de mayor uso en la región de Morelia, realizando los estudios correspondientes siguiendo los lineamientos que marca la SCT.

- Conociendo la calidad de los materiales que se utilizarán en la elaboración de las mezclas, se tratará de obtener el diseño más adecuado de la mezcla para conocer el contenido óptimo de asfalto, con la finalidad de que las mezclas tengan un comportamiento adecuado durante los ensayos.
- Identificar mediante la *Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH*. Los factores que intervienen en la formación de las deformaciones plásticas o permanentes, mejor conocida como “Roderas”.
- En especial, se pretende determinar el efecto que se tiene en el comportamiento de una mezcla asfáltica, al utilizar modificantes, que en nuestro caso es un polímetro SBS (estireno-butadieno-estireno), esto con la finalidad de determinar que tan adecuada es su utilización con respecto a la de un asfalto convencional, y observar el comportamiento que tienen ambos durante el ensayo en la *Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH*.
- Y por último, aunque no menos importante que los demás, se busca realizar por primera vez este tipo de ensayos en la Universidad, con la finalidad de promover su utilización en la investigación del comportamiento de las mezclas asfálticas para mejorar los diseños y evitar el deterioro que producen la deformaciones permanentes en nuestras carreteras

Cabe mencionar que será necesario poner en marcha la *Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH* que se utilizará para la realización de los ensayos, para lo cual se tendrá que trabajar en su calibración, además de verificar que su funcionamiento sea el correcto, o en caso contrario determinar las posibles mejoras que se le deberán hacer al equipo.

Capítulo 1

MEZCLAS ASFÁLTICAS

1.1 Generalidades

Los pavimentos flexibles son los más comúnmente utilizados tanto en México como en la mayoría de los países del mundo. Son empleados en la construcción de carpetas para carreteras, aeropuertos o pavimentos industriales, entre otros. Además de que también son utilizados en las capas inferiores de estos; para mejorar sus características y dar un mejor comportamiento ante altas exigencias de tráfico. Su función es proporcionar una superficie de rodamiento cómoda, segura y económica.

Las mezclas asfálticas constituyen la parte más costosa de los pavimentos y se requieren volúmenes muy grandes en la construcción de una carretera. La dosificación de material pétreo y asfalto da como resultado un material muy complejo, que reacciona de diferentes maneras dependiendo de la calidad de los materiales utilizados; pero esta capa debe proporcionar una resistencia tal, que evite deformaciones excesivas y agrietamientos durante el periodo de vida para el que se diseñó, así como transmitir las cargas adecuadas y evitar el flujo de agua a través de ella, para evitar que se dañen las capas inferiores del pavimento.

1.2 Definición

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

Constituidas por aproximadamente de 93 a 97% en peso de agregados pétreos (agregados gruesos, agregados finos y polvo mineral) y de un 3 a 7% en peso de asfalto; que le dan al pavimento un funcionamiento adecuado. Los elementos con más influencia en la calidad y costo de la mezcla son el asfalto y el polvo mineral.

1.2.1 Tipos de mezclas asfálticas

Existe una infinidad de clasificaciones de las mezclas asfálticas, en base a los materiales empleados en su elaboración y a ciertos parámetros de la mezcla. A continuación se describen algunos de los parámetros que se utilizan como base para la clasificación del tipo de mezcla (Padilla, 2004).

- a) En función del tamaño máximo de los agregados, se dividen en:
- *Mezclas Gruesas*: Esta clasificación corresponde a las mezclas asfálticas en las cuales se utilizan materiales pétreos con tamaños máximos superiores a la malla de $\frac{1}{2}$ ".
 - *Mezclas Finas*: Llamadas también microaglomerados, ya que únicamente están conformados por agregados finos y polvo mineral, además del ligante asfáltico, el tamaño máximo del agregado estará influenciado por el espesor de la carpeta, que debe ser del doble o el triple del tamaño máximo.
- b) En función de los vacíos que existen, se clasifican como:
- *Mezclas Densas*: Son mezclas con porcentaje de vacíos menor del 6%
 - *Mezclas Semi-Densas*: Su porcentaje de vacíos oscila entre un 6 y un 10%
 - *Mezclas Abiertas*: Tienen un porcentaje más elevado de vacíos que supera el 12%
 - *Mezclas Drenantes*: Su proporción de vacíos supera el 20%
- c) En función a la temperatura de fabricación se denominan como:
- *Mezclas en Frío*: Por lo general se fabrican con una emulsión o con asfaltos rebajados, y materiales pétreos de la región, la temperatura de aplicación no tiene gran importancia, ya que basta con que la temperatura oscile entre los 5 y 35 °C, además de que se pueden aplicar en presencia de agua.
 - *Mezclas en caliente*: Son fabricadas con cementos asfálticos a altas temperaturas (comprendidas entre 150°C y 180°C), además los agregados pétreos también deben estar calientes y libres de agua. En caso contrario, los materiales no pueden extenderse y menos aún compactarse de forma adecuada además de que la presencia del agua afecta a la adherencia del asfalto a los agregados pétreos.
- d) En función del lugar donde son elaboradas, las mezclas asfáltica se clasifican en 2 grupos:
- *In situ*: Reciben el nombre de mezclas asfálticas hechas en el lugar, ya que se elaboran en el sitio donde van a ser utilizadas.
 - *En planta*: Se le conoce como mezclas asfálticas hechas en planta, ya que son elaboras en plantas fijas o móviles que generalmente se localizan fuera de la

obra, aunque también existen plantas que elaboran la mezcla en el lugar de su aplicación.

e) En función a la granulometría son:

- *Mezclas Continuas*: Presentan una buena distribución de tamaños de los agregados pétreos, o sea una buena granulometría
- *Mezclas Discontinuas*: Los tamaños del agregado se concentran en un solo rango, lo que provoca una discontinuidad de la granulometría.

En el presente trabajo se hará mención únicamente de mezclas asfálticas del tipo densa, fabricadas en caliente, con granulometría continua, que es de las mas utilizadas en nuestro país por lo que a continuación mencionaremos cuales son las metodologías de diseño más utilizadas y propiedades de este tipo de mezclas.

1.2.2 Metodologías de Diseño

El diseño de la mezcla asfáltica es el proceso de determinar el tipo de agregado y asfalto a utilizar además de la combinación óptima de estos dos ingredientes que nos dará un buen comportamiento y tendremos un ahorro económico, al utilizar solamente la cantidad adecuada de asfalto. Actualmente existe un sinnúmero de métodos de diseño de mezclas asfálticas, Sin embargo, en México, desde ya hace varias décadas el mas utilizado es el Método Marshall. En la última década se ha desarrollado una nueva metodología de diseño en los Estados Unidos que poco a poco ha venido a remplazar a los antiguos métodos de diseño, esta se denomina SUPERPAVE que es una metodología de diseño mas completa, al tomar en cuenta factores que afectan el comportamiento de las mezclas en las condiciones que será utilizada. En los siguientes incisos se mencionan algunos antecedentes de los métodos de diseño de mezclas asfálticas de mayor uso en México y que están normados por la SCT; además también mencionaremos el método SUPERPAVE que actualmente se esta empleando en los laboratorios para investigación sobre el diseño de mezclas asfálticas.

1.2.2.1 Método Marshall

El Método Marshall es el uno de los más utilizado en México, muchos laboratorios privados lo utilizan porque es un método probado y requiere relativamente un equipo fácil de transportar y barato.

Los conceptos básicos del método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas fueron desarrollados originalmente por Bruce Marshall para el departamento de caminos de Mississippi alrededor de 1939 y después refinados por el ejército americano. Es un método desarrollado para mezclas asfálticas en caliente, que inicialmente solo consideraba tamaños máximos del agregado de 1" (25mm), pero posteriormente se modificó para tamaños mayores de 1.5" (38mm). Por la antigüedad de este método, podemos ver que fue concebido para un tráfico y cargas muy diferentes a las que tenemos en la actualidad, además de otras condiciones que no considera sobre el desempeño de estas.

1.2.2.2 Método Hveem

Los conceptos básicos del método de diseño de la mezcla de Hveem fueron desarrollados originalmente por Francis Hveem cuando él era ingeniero residente para la división de California de carreteras entre las décadas de 1920 y 1930, este método evalúa una estabilidad pseudotriaxial

1.2.2.3 Método de Superpave (Superior Performance Paviment)

Este método de diseño fue desarrollado recientemente por parte del programa de investigación para carreteras SHRP (Strategic Highway Research Program) para resolver las carencias que tenían los antiguos métodos de diseño. Es el método de diseño más actual (1993). Hasta el año 2000 fue complementado con modelos de predicción de funcionamiento.

En este método se desarrollaron nuevas especificaciones para la clasificación del agregado, del ligante asfáltico así como un nuevo equipo de compactación "*Compactación Giratoria*", que es una forma mas representativa de las condiciones reales, está basado en

la predicción del comportamiento de la mezcla a través de modelos y métodos de ensayo de laboratorio, usados para identificar la resistencia a las deformaciones plásticas de los pavimentos.

1.2.3 Parámetros volumétricos en las mezclas asfálticas

Un factor que debe ser tomado en cuenta al considerar el comportamiento de la mezcla asfáltica, es el de las proporciones volumétricas del asfalto y de los componentes del agregado; o más simplemente, parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica. Este capítulo describe el análisis volumétrico de HMA, el cual juega un rol significativo en muchos procedimientos de diseño de mezclas.

Las propiedades volumétricas de una mezcla de pavimento compactado (vacíos de aire (V_a); vacíos en el agregado mineral (VAM); vacíos llenados con asfalto (VFA); y contenido de asfalto efectivo (P_{be}) proporcionan una indicación del probable funcionamiento de la mezcla asfáltica. Es necesario entender las definiciones y los procedimientos analíticos descritos en este capítulo, para tomar decisiones concernientes a la selección del diseño de mezclas asfálticas. La información aplica tanto a mezclas elaboradas en laboratorio, como a probetas asfálticas extraídas en el campo (Garnica, 2005).

El agregado mineral es poroso, y puede absorber agua y asfalto a un grado variable. Además, el cociente de absorción entre el agua y el asfalto varía con cada agregado. Los tres métodos para medir la gravedad específica del agregado toman estas variaciones en consideración. Estos métodos son, la gravedad específica neta, la aparente, y la efectiva:

Gravedad específica neta, G_{sb} . Proporción de la masa al aire de una unidad de volumen de un material permeable (incluyendo vacíos permeables e impermeables del material) a una temperatura indicada, con respecto a una masa al aire de igual densidad; de volumen igual al de agua destilada a una temperatura indicada (Fig. 1.1).

Gravedad específica aparente, G_{sa} . Proporción de la masa en aire de una unidad de volumen de un material impermeable a una temperatura indicada, con respecto a una masa

al aire de igual densidad de volumen igual al de agua destilada a una temperatura indicada (Fig. 1.1).

Gravedad específica efectiva, G_{se} . Proporción de la masa en aire de una unidad de volumen de un material permeable (excluyendo vacíos permeables de asfalto) a una temperatura indicada, con respecto a una masa al aire de igual densidad de volumen igual al de agua destilada a una temperatura indicada (Fig. 1.1).

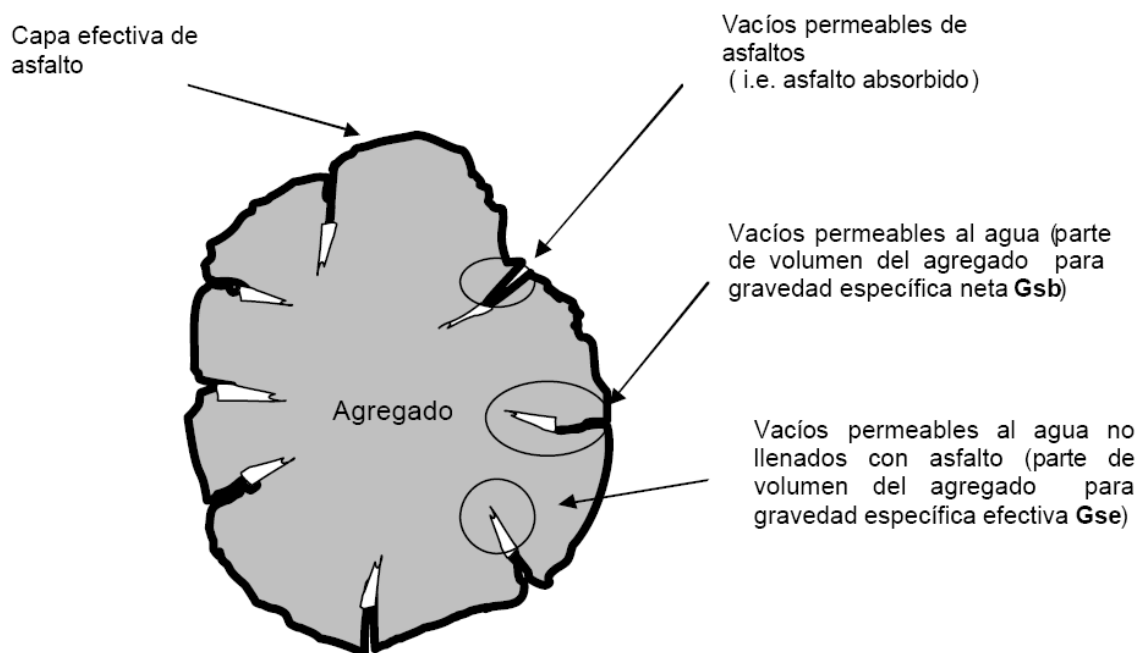


Fig 1.1 Ilustración de los parámetros de diseño volumétrico

Vacíos en el agregado mineral, VAM. Volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas del agregado de una mezcla asfáltica compactada, que incluye los vacíos de aire y el contenido de asfalto efectivo, expresado como un porcentaje del volumen total de la muestra (Fig. 1.2).

Contenido de asfalto efectivo, P_{be} . Contenido de asfalto total de una mezcla asfáltica, menos la proporción de asfalto absorbido en las partículas del agregado.

Vacíos de aire, V_a . Volumen total de una pequeña bolsa de aire entre las partículas cubiertas del agregado en una mezcla de pavimento compactado, expresado como el porcentaje del volumen neto de la mezcla del pavimento compactado (Fig. 1.2).

Vacíos llenados con asfalto, VFA. Porción del porcentaje del volumen de espacio vacío intergranular entre las partículas del agregado, que es ocupado por el asfalto efectivo. Se expresa como la porción de $(VAM - V_a)$ entre VAM. (Figura 1.2).

El procedimiento de diseño de mezcla, calcula los valores de VAM para las mezclas de pavimento en términos de la gravedad específica neta de los agregados, G_{sb} .

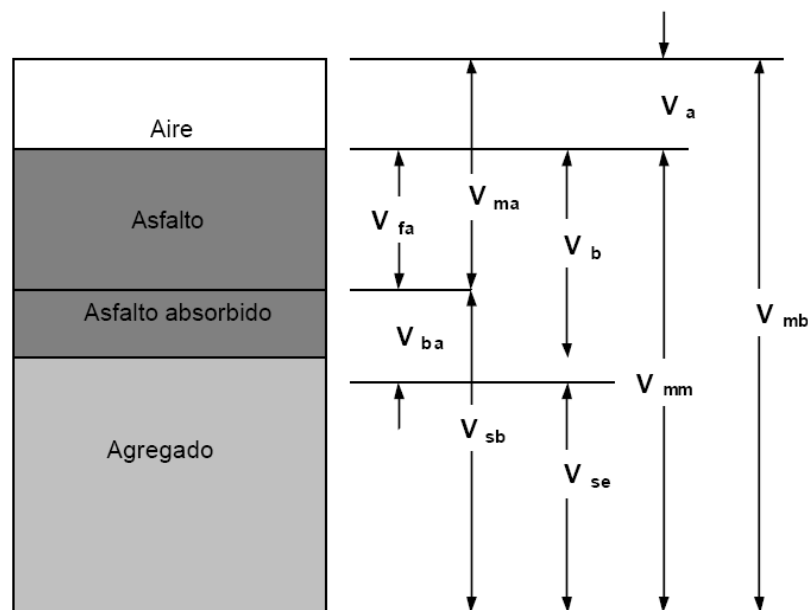


Fig. 1.2 Componentes del diagrama de compactación de una HMA

Donde:

V_{ma} = volumen de vacíos en agregado mineral

V_{mb} = volumen total de la mezcla asfáltica

V_{mm} = volumen de la mezcla asfáltica sin vacíos

V_{fa} = volumen de vacíos llenados con asfalto

V_a = volumen de vacíos de aire

V_b = volumen de asfalto

V_{ba} = volumen de asfalto absorbido

V_{sb} = volumen de agregado mineral (gravedad específica de la masa)

V_{se} = volumen de agregado mineral (gravedad específica efectiva)

Los vacíos en el agregado mineral (VAM) y vacíos de aire (V_a), se expresan como un porcentaje del volumen de la mezcla asfáltica. Los vacíos llenos de asfalto (VFA) son el porcentaje del VAM llenado con el asfalto efectivo.

Dependiendo de cómo se especifica el contenido de asfalto, el contenido de asfalto efectivo puede expresarse como un porcentaje de la masa total de la mezcla asfáltica, o como porcentaje de la masa del agregado de la mezcla asfáltica.

Debido a que los vacíos de aire, VAM y VFA son cantidades de volumen; una mezcla asfáltica, primero debe ser diseñada o analizada sobre la base del volumen. Para propósitos de diseño, este acercamiento volumétrico puede ser fácilmente cambiado a valores de masas, para proveer una mezcla de diseño.

1.2.3.1 Gravedad específica neta del agregado

Cuando el agregado total consiste en fracciones separadas de agregado grueso; agregado fino; y filler, todos tienen diferentes gravedades específicas; la gravedad específica neta para el agregado total se calcula usando:

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

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

La gravedad específica neta del filler es difícil de determinar correctamente. De cualquier modo, si la gravedad específica aparente del filler es estimada, el error es usualmente insignificante.

1.2.3.2 Gravedad específica efectiva del agregado

Cuando se basa en la gravedad específica máxima de una mezcla de pavimento, G_{mm} , la gravedad específica efectiva del agregado, G_{se} , incluye todos los espacios de vacíos en las partículas del agregado, excepto aquellos que absorben el asfalto; G_{se} se determina usando:

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

Donde:

G_{se} = gravedad específica efectiva del agregado

G_{mm} = gravedad específica teórica máxima de mezcla de pavimento (sin vacíos de aire)

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

P_b = contenido de asfalto con el cual se desarrolló el ensayo; el porcentaje por el total de la masa de la mezcla

G_b = gravedad específica del asfalto

El volumen de asfalto absorbido por los agregados es casi invariablemente menor al volumen de agua absorbida. Por tanto, el valor para la gravedad específica efectiva de un agregado debe estar entre su gravedad específica neta y su gravedad específica aparente. Cuando la gravedad específica efectiva sale de estos límites, su valor se debe asumir como incorrecto.

1.2.3.3 Gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica

En el diseño de una mezcla asfáltica para un agregado dado, se necesitará la gravedad específica máxima, G_{mm} , para cada contenido de asfalto con el fin de calcular el porcentaje de vacíos de aire para cada contenido de asfalto. Mientras que la gravedad específica máxima puede determinarse para cada contenido de asfalto; la precisión del ensayo es mejor cuando la mezcla está cerca del contenido de asfalto de diseño. Además, es preferible medir la gravedad específica máxima por duplicado o triplicado.

Después de calcular la gravedad específica efectiva del agregado para cada gravedad específica máxima medida; y promediando los resultados del G_{se} , la gravedad específica máxima para cualquier otro contenido de asfalto puede obtenerse con la siguiente ecuación, la cual supone que la gravedad específica efectiva del agregado es constante, y ésta es válida puesto que la absorción del asfalto no varía apreciablemente con los cambios en el contenido de asfalto.

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

Donde:

G_{mm} = gravedad específica teórica máxima de la mezcla del pavimento (sin vacíos de aire)

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

P_s = contenido de agregado, porcentaje del total de la masa de la mezcla

P_b = contenido de asfalto, porcentaje del total de la masa de la mezcla

G_{se} = gravedad específica efectiva del agregado

G_b = gravedad específica del asfalto

1.2.3.4 Absorción del asfalto

La absorción se expresa como un porcentaje de la masa del agregado, más que como un porcentaje del total de la masa de la mezcla. La absorción del asfalto, P_{ba} , se determina mediante:

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

Donde:

P_{ba} = asfalto absorbido, porcentaje de la masa del agregado

G_{se} = gravedad específica efectiva del agregado

G_{sb} = gravedad específica neta del agregado

G_b = gravedad específica del asfalto

1.2.3.5 Contenido de asfalto efectivo

El contenido de asfalto efectivo, P_{be} , de una mezcla de pavimento es el volumen total de asfalto, menos la cantidad de asfalto perdido por absorción dentro de las partículas del agregado. Es la porción del contenido total de asfalto que se queda como una capa en el exterior de la partícula del agregado y es el contenido de asfalto que gobierna el desempeño de una mezcla asfáltica. La fórmula es:

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

Donde:

P_{be} = contenido de asfalto efectivo, porcentaje de la masa total de la mezcla

P_b = contenido de asfalto, porcentaje de la masa total de la mezcla

P_{ba} = asfalto absorbido, porcentaje de la masa del agregado

P_s = contenido de agregado, porcentaje total de la masa de la mezcla

1.2.3.6 Porcentaje de vacíos en el agregado mineral

Los vacíos en el agregado mineral, VAM, se definen como los vacíos intergranulares entre las partículas del agregado en una mezcla asfáltica compactada, que incluye los vacíos de aire y el contenido de asfalto efectivo, expresado como un porcentaje del volumen total. El VAM puede calcularse sobre la base de la gravedad específica neta del agregado, y expresarse como un porcentaje del volumen mezcla asfáltica compactada. Por tanto, el VAM puede estimarse restando el volumen del agregado determinado por su gravedad específica neta, del volumen neto de la mezcla asfáltica compactada.

Si la composición de la mezcla se determina como el porcentaje del total de la masa de la mezcla asfáltica:

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

Donde:

VAM = vacíos en el agregado mineral (porcentaje del volumen neto)

G_{sb} = gravedad específica neta del total de agregado

G_{mb} = gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compactada

P_s = contenido de agregado, porcentaje del total de la masa de la mezcla asfáltica

O, si la composición de la mezcla es determinada como el porcentaje de la masa del agregado:

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

Donde:

P_b = contenido de asfalto, porcentaje de la masa del agregado

1.2.3.7 Porcentaje de vacíos de aire

Los vacíos de aire, V_a , en la mezcla asfáltica compactada consiste en los pequeños espacios de aire entre las partículas de agregado. El porcentaje del volumen de vacíos de aire en una mezcla compactada, puede determinarse usando:

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

Donde:

V_a = vacíos de aire en la mezcla compactada, porcentaje del volumen total

G_{mm} = gravedad específica máxima de la mezcla asfáltica

G_{mb} = gravedad específica neta de la mezcla asfáltica compactada

1.2.3.8 Porcentaje de vacíos llenos de asfalto

El porcentaje de los vacíos en el agregado mineral que son llenados por el asfalto, VFA, no incluyendo el asfalto absorbido, se determina usando:

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

Donde:

VFA = vacíos llenados con asfalto, porcentaje de VAM

VAM = vacíos en el agregado mineral, porcentaje del volumen total

V_a = vacíos de aire en mezclas compactadas, porcentaje del volumen total

1.2.4 Objetivos del diseño de una mezcla asfáltica.

Manipulando las variables del agregado, del asfalto y los porcentajes de contenido entre los dos, el diseño de la mezcla intenta alcanzar las calidades siguientes en el producto final:

1. Resistencia a la deformación. Una mezcla asfáltica no debe distorsionarse o deformar bajo tráfico pesado. La deformación de la mezcla se relaciona con la superficie del agregado y características de abrasión, gradación del agregado, contenido de asfalto y viscosidad del asfalto a altas temperaturas.

2. Resistencia a la fatiga. No debe agrietarse cuando está sujeto a las cargas repetidas en un cierto plazo. El agrietamiento por fatiga de la mezcla se relaciona con el contenido y la dureza del asfalto.
3. Resistencia al agrietamiento a baja temperatura. La mezcla no debe agrietarse cuando está sujeto a las temperaturas ambiente bajas. El agrietamiento a baja temperatura es sobre todo, una función del endurecimiento provocado al bajar la temperatura del asfalto.
4. Durabilidad. La mezcla no debe envejecerse excesivamente durante su vida de producción y de servicio. La durabilidad de la mezcla se relaciona con los vacíos del aire así como el espesor de la capa de asfalto alrededor de cada partícula agregada.
5. Resistencia a daños por la humedad. No debe degradarse substancialmente por la penetración de la humedad en la mezcla. La resistencia a daños de este tipo se relaciona con los vacíos de aire así como características del agregado mineral y propiedades químicas.
6. Resistencia al deslizamiento. Colocado como capa superficial debe proporcionar la suficiente fricción al contacto con el neumático de un vehículo. La resistencia baja al deslizamiento se relaciona generalmente con las características del agregado o el alto contenido de asfalto.
7. Trabajabilidad. Debe ser manejable para que su colocación y condensación se realice con esfuerzo razonable. La trabajabilidad se relaciona generalmente con la textura, la forma, el tamaño, la gradación, el contenido y la viscosidad del asfalto en las temperaturas de mezclado y colocación.

El resultado final de un diseño acertado, es una mezcla recomendada de agregado y de asfalto. Esta mezcla recomendada, que incluye el tipo agregado y su gradación, y el tipo de asfalto, por lo que se refiere a menudo como la fórmula de trabajo de la mezcla. Aunque se puede alterar posteriormente por el funcionamiento en campo, el diseño de la mezcla proporciona la fórmula de trabajo inicial. Para la fabricación de una mezcla, los

parámetros de la gradación y del contenido de asfalto se proporcionan junto con las especificaciones normadas, para poder tomar en cuenta una variabilidad inherente del material y de la producción.

1.2.5 Deterioros de las mezclas asfálticas

Durante la construcción y puesta en obra de una mezcla asfáltica, se llegan a cometer errores o fallos accidentales que afectan el correcto funcionamiento de esta provocando daños que afectan la durabilidad y funcionamiento de un camino. A continuación se presentan una serie de fallas que ocurren con frecuencia en la capa de rodadura (Catálogo de Deterioros de Pavimentos Flexibles, 2002).

Los deterioros de pavimentos incluidos se consideran los más relevantes y se han agrupado en tres grandes categorías; los de superficie, los de estructura y los que encuentran su origen en la construcción.

Los deterioros dentro de las tres grandes categorías se agrupan a su vez en las subcategorías de:

1. Desprendimientos
2. Alisamientos
3. Exposición de agregados
4. Deformaciones
5. Agrietamientos

1. Desprendimientos

- a) **Pérdida de agregados (calaveras o surcos)** (Fig. 1.3): Ocurre por el desprendimiento de los agregados pétreos en la superficie, dejando expuestas áreas aisladas de la capa de apoyo. Las causas de este daño se deben a un esparcido irregular del asfalto, utilización de un asfalto inadecuado, falta de afinidad entre el asfalto y el agregado, agregados con impurezas o polvo adherido a ellos o a la presencia de agua en el momento de su construcción. La evaluación del daño se basa en proporción del área afectada respecto al área total examinada, en tramos de

100 m, por carril de circulación. Se considera como daño ligero cuando el ocurre en una proporción menor al 5% de la superficie, medio cuando ocurre entre un 5% y un 30%, y fuerte cuando el daño supera el 30 % de la superficie, el tratamiento que se le da, va desde un mantenimiento rutinario aislado; hasta un tratamiento de sobrecarpeta, de acuerdo al nivel de daño.



Fig 1.3 Pérdida de agregados

b) Pérdida de capa de rodadura (peladuras) (Fig. 1.4): Desprendimiento de la última capa delgada, de tratamientos superficiales, tales como: Lechadas (Slurry Seal). Microcarpetas (1 a 2 cm). Capas de rodadura (carpetas) de 2 a 3 cm. Sobrecapas o sobrecarpetas delgadas de 3 a 5 cm. La evaluación del daño se realiza de forma similar a la anterior; las causas que la provocan son: Limpieza insuficiente previo al tratamiento superficial, esparcido heterogéneo del asfalto, ligante inadecuado, dosificación del pétreo-asfalto inadecuada, colocación con lluvia o exceso de agua en la capa de apoyo, que produce delaminación, compactación deficiente (si procede). fraguado incompleto después de su apertura al tránsito, envejecimiento del ligante (asfalto).



Fig 1.4 Pérdida de capa de rodadura

Nota: Se considera como área afectada a la suma de las áreas de los rectángulos que circunscriben a cada una de las áreas con deterioro.

- c) **Pérdida de base (calavera o bache superficial)** (Fig 1.5): Desprendimiento del material de la base en la que se apoya la capa de rodadura (carpeta) después de la pérdida de ésta; generalmente en bases no tratadas (hidráulicas). Las causas comunes son debido a una insuficiente penetración (< 0.5 cm) del riego de impregnación en bases hidráulicas, dosificación insuficiente del asfalto en bases tratadas con cemento asfáltico, aplicado en caliente, diluido o emulsificado, asfalto inadecuado o de mala calidad, espesor insuficiente de la capa de rodadura (carpeta).



Fig 1.5 Pérdida base

2. Alisamientos

- a) **Exudación de asfalto (llorado)** (Fig.1.6): Presencia de asfalto sin agregado en la superficie; ocurre por exceso de asfalto en la dosificación, uso de asfalto muy blando, derrame de solventes. El tratamiento va desde un mantenimiento rutinario; hasta un fresado superficial < 1 cm y de inmediato la colocación de una nueva capa de rodadura.



Fig 1.6 Exudación de asfalto

- b) Desgaste de los agregados** (Fig 1.7): Presencia de agregados que presentan una cara plana en la superficie, generalmente embebidos en el asfalto; la causa de este problema es el uso de agregado suaves (p. ej. calizas) susceptibles al pulimiento. La evacuación se mide en base al coeficiente de fricción en forma continua o puntual. Los tramos con coeficiente de fricción menor que uno deben ser atendidos de inmediato.



Fig 1.7 Desgaste de los agregados

3. Exposición de agregados

- a) Exposición de agregados** (Fig.1.8): Presencia de agregados parcialmente expuestos fuera de la mezcla; se producen por el uso de agregados con tamaño inadecuado y distribución granulométrica deficiente en el rango de las arenas. circulación de llantas con clavos, segregación de los agregados durante su manejo en obra.



Fig 1.8 Exposición de agregados

4. Deformaciones

- a) **Rodera** (Fig.1.9): Deformación del perfil transversal por hundimiento a lo largo de las rodadas, con la aparición de cordones laterales a cada lado de la rodera. Se debe al uso de asfaltos blandos, dosificación del asfalto en exceso, uso de agregados redondeados, compactación o calidad deficiente de la base. La evaluación del daño se hace midiendo la profundidad máxima de la rodera, a partir de una regla colocada transversalmente cada 100 m o más. El daño se considera ligero cuando la profundidad de la rodera es de 2 cm, medio de 2 a 4 cm y fuerte cuando la profundidad de la rodera es mayor a 4 cm; los tratamientos van desde rellenar la rodera hasta un fresado y sustitución de la carpeta afectada.

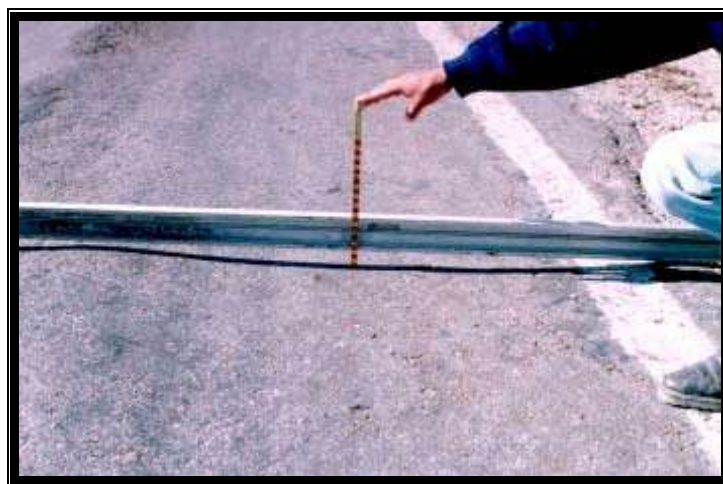


Fig 1.9 Roderas

- b) **Canalizaciones (blandones)** (Fig 1.10): Deformación del perfil transversal, tanto por hundimiento a lo largo de las rodadas como por elevación de las áreas vecinas adyacentes a las rodadas. Las deformaciones presentan una configuración más amplia que las rodadas. Se debe a una capacidad estructural del pavimento insuficiente



Fig 1.10alizaciones

- c) **Baches Profundos** (Fig. 1.11): Hundimiento local de la calzada, con agrietamiento en malla cerrada y generalmente pérdida parcial de bloques de la capa de rodadura (carpeta). Se debe a una estructura inadecuada, defecto constructivo aislado, subdrenaje inadecuado.



Fig 1.11 Baches profundos

- d) **Ondulaciones** (Fig 1.12): Deformaciones del perfil longitudinal con crestas y valles regularmente espaciados a distancias cortas. Generalmente están acompañadas, en los sitios críticos, por grietas semicirculares. Se presentan por una circulación lenta en pendientes pronunciadas, frenado de vehículos pesados en intersecciones, dosificación de asfalto inadecuado, agregados redondeados, asfaltos blandos.



Fig 1.12 Ondulaciones

5. Agrietamientos

- a) **Grietas longitudinales** (Fig 1.13): Rotura longitudinal sensiblemente paralela al eje de la carretera, con abertura mayor de 3 mm. Las causas que las provocan son: juntas longitudinales de construcción inadecuadamente trabajadas, gradiente térmico superior a los 30° C, uso de asfaltos muy duros o envejecidos. En cualquier nivel, de daño para reparar las grietas se requiere de un mantenimiento rutinario, calafateándola.



Fig 1.13 Grietas longitudinales

- b) **Grietas transversales** (Fig. 1.14): Rotura transversal sensiblemente perpendicular al eje de la carretera, con abertura mayor de 3 mm. Se producen por juntas transversales de construcción inadecuadamente trabajadas, gradiente térmico superior a 30° C, uso de asfaltos muy duros, reflejo de grietas en bases rígidas (losas de hormigón o bases estabilizadas).



Fig 1.14 Grietas Transversales

- c) **Fisuras solas o en retícula (malla)** (Fig. 1.15): Rotura longitudinal o transversal, con abertura menor que 3 mm, y separación mayor que 15 cm. Se presentan por el uso de asfaltos muy duros o por el reflejo de fisuras en bases estabilizadas.



Fig 1.15 Fisuras solas o en retícula

- d) **Piel de cocodrilo (malla serrada)** (Fig 1.16): Roturas longitudinales y transversales, con separación menor que 15 cm, y con abertura creciente según avanza el deterioro. Generalmente presenta hundimiento del área afectada. Las causas más comunes de su aparición son: incompatibilidad de deflexiones con el espesor de la capa de rodadura (carpeta), subdrenaje inadecuado en sitios aislados, uso de ligantes (asfaltos) muy duros.



Fig 1.16 Piel de cocodrilo

Por último mencionaremos otro tipo de fallas (Fig 1.17), deterioros que se producen por defectos en la construcción de instalaciones bajo los pavimentos.

Siguen un patrón bien definido en concordancia con la instalación. Se muestran como hundimientos localizados, grietas longitudinales o transversales, etc. Entre las causas mas comunes están: un inadecuado relleno de zanjas abiertas para colocar instalaciones o equipamientos, inadecuada estructura del pavimento sobre relleno de zanjas, materiales inadecuados en el relleno de zanja y en el pavimento sobre él.



Fig 1.17 Defectos en la construcción

1.3 Materiales Empleados

1.3.1 Agregados Pétreos

Los agregados pétreos son el componente mayoritario de una mezcla asfáltica, ya que representan entre el 93 al 97% en peso, compone cerca del 30% del coste total de la estructura de un pavimento, además de que son los responsables de soportar las cargas que resultan del tráfico que circula sobre el camino. El tipo de agregado empleado para la ejecución de cualquier tratamiento o mezcla asfáltica deberán poseer una naturaleza tal, que al aplicársele una capa del material asfáltico por utilizar, ésta no se desprenda por la acción del agua y del tránsito.

Se define como agregado pétreo a todos los materiales sólidos inertes que se emplean en los firmes de carreteras con o sin adición de elementos activos y con granulometrías adecuadas, se utilizan para la fabricación de productos artificiales resistentes, mediante su mezcla con materiales aglomerantes de activación hidráulica (cementos, cales, etc.) o con ligantes asfálticos (Padilla, 2004).

1.3.1.1 Clasificación de materiales pétreos

Los agregados pétreos se pueden clasificar de acuerdo a su origen, composición mineral, composición química, además de sus características físicas.

En cuanto a su origen los materiales a utilizar en las mezclas asfálticas podrán ser naturales, triturados o artificiales.

- a) Son *naturales* los que se extraen directamente de la naturaleza, formando rocas constituidas por la asociación de minerales de la misma composición, estructura y origen. Siendo suficiente para ser empleados darles una forma adecuada y distribución de tamaño para adaptarse a las exigencias según su disposición final.
- b) Dentro de esta clasificación los *triturados* se obtienen de la explotación de diferentes rocas de cantera ó de las granulometrías de rechazo, siendo necesario reducirlos a los tamaños deseados mediante una trituración mecánica. Se incluyen todos los materiales de cantera, cuyas propiedades físicas sean adecuadas.
- c) Los *agregados artificiales* son aquellos que se preparan con productos diversos que se endurecen por procesos industriales, como ciertas escorias de altos hornos o materiales procedentes de demoliciones, utilizables y reciclables.

Por su origen los materiales pétreos se pueden clasificar en:

- a) *Ígneos*: formados a partir del magma que al someterse a fuertes presiones ascendentes, es empujado hacia el exterior de la corteza. Si en su ascenso no llega a la superficie, pierde temperatura y se solidifica en profundidad formando las

rocas denominadas plutónicas. Si en un cambio el magma llega a la superficie, a través de una grieta que le permite aflorar y solidificarse en el exterior, forma rocas volcánicas. Los materiales ígneos son muy resistentes y por lo tanto, su desgaste es muy lento.

- b) *Sedimentarios*: las rocas eruptivas, metamórficas, o sedimentarias que han llegado a la superficie sufren un constante desgaste producido por las aguas, los vientos, etc. Ese material de disgregación es transportado y depositado en capas sucesivas generalmente horizontales. Esta disposición de los materiales pétreos en capas paralelas ha recibido el nombre de estratificación, también son llamados neptúnicos. Quiere decir que provienen de otros ya existentes y que su acumulación en lugares que muchas veces se hallan a gran distancia de las rocas originarias debido al arrastre que lograron las aguas o los vientos.
- c) *Metamórficos*: Los materiales del tipo metamórficos se originan a partir de rocas preexistentes que sufren una gran modificación debido a fuertes presiones y elevadas temperaturas en el interior de la litosfera. Por ejemplo la arcilla por efecto de la presión se transforma en un esquisto arcilloso. Una caliza por acción térmica se transforma en un mármol. Un granito por la acción conjunta de la presión y la temperatura se convierte en un gneis. Los estos materiales tienen una resistencia media al desgaste.

Según su composición se clasifican en:

- a) *Calizos*: Es el agregado más común, abundante y económico, produce efervescencia al ser atacados con ácidos y no producen chispas con el eslabón. Este grupo se subdivide en calcáreas y yesosas. Se emplea generalmente en todas las capas de los firmes, exceptuándose en algunas ocasiones como agregado grueso en las capas de rodadura, debido a la facilidad que tiene de pulimentarse en condiciones de servicio, su carácter es básico, presenta por lo regular menores problemas de adhesividad, es decir, de afinidad con los ligantes asfálticos. En mezclas asfálticas se utiliza para mejorar esta característica cuando se emplean además otro tipo de agregados, más duros pero también más ácidos.

- b) *Silíceos*: son muy resistentes, rayan el vidrio y no producen efervescencia al ser atacados por los ácidos además de que no se descomponen por la acción del fuego. Es un material de gran utilización en todas las capas de un pavimento. Un ejemplo representativo de este tipo de agregados es el granito; está compuesto por cuarzo, 20 al 40%; feldespato, 16 a 56%; y mica, 14 a 56%, se lo denomina de acuerdo al elemento que predomina; por ejemplo, granito cuarzoso, feldespático, micáceo. Es la mejor piedra para la construcción por su dureza y duración. El basalto es una piedra de origen ígneo, volcánica.

Los materiales de este tipo pueden no aportar una suficiente adhesividad con los ligantes asfálticos, sin embargo, si el material obtenido tiene un elevado contenido de sílice y de caras de fractura, sus características mecánicas y su rozamiento interno proporcionan un esqueleto mineral bueno para utilizarlo incluso en mezclas asfálticas sometidas a la acción directa del tráfico.

- c) *Con base de alúmina*: Están compuestos de alúmina, sílice y óxido de hierro. No producen efervescencia a la acción de ácidos. A esta variedad pertenecen las pizarras de color gris, verde, azulada o negra.

1.3.1.2 Propiedades de los Agregados Pétreos

Los agregados pétreos poseen propiedades que se pueden evaluar desde dos puntos de vista: uno como elementos aislados o individuales, y otro como conjunto.

1. *Propiedades individuales*. Los agregados como elementos aislados tienen propiedades físicas macroscópicas: dimensión, forma, redondez, densidad, propiedades de superficie, porosidad, permeabilidad, dureza superficial, módulo elástico, conductividad térmica, dilatación, etc. Asimismo presentan unas propiedades químicas macroscópicas: solubilidad, alterabilidad, hinchamiento, etc.
2. *Propiedades de conjunto*. Las propiedades de conjunto de los agregados pétreos son sus características como un todo. La distribución de la redondez o desgaste de

los agregados es una propiedad de gran interés, por cuanto va influir sobre el rozamiento entre los elementos del agregado.

Las propiedades que se consideran en el diseño de una mezcla asfáltica son las siguientes:

- a) Gradación y Tamaño Máximo de Partículas.
- b) Limpieza.
- c) Resistencia al pulimento.
- d) Resistencia al Desgaste.
- e) Forma de la Partícula y Textura Superficial.
- f) Capacidad de Absorción.
- g) Afinidad con el Asfalto.
- h) Gravedad Específica.

a) Gradación y Tamaño Máximo de Partículas

La distribución de tamaño de partícula de un agregado, o la graduación, es una de sus características más influyentes. En una Mezcla Asfáltica, la aportación de la graduación determina casi cada característica importante incluyendo dureza, estabilidad, durabilidad, permeabilidad, capacidad de trabajo, resistencia de la fatiga, resistencia a la fisión y resistencia al daño de la humedad (Roberts y otros., 1996). Debido a esto, la graduación es una preocupación primaria en diseño de la mezcla y la mayoría de las agencias especifican así gradaciones agregadas permisibles.

La gradación es medida generalmente por un análisis granulométrico, donde una muestra del agregado seco de peso conocido se separa con una serie de mallas (Fig. 1.18) con aberturas progresivamente más pequeñas. Una vez que esté separado, el peso de partículas conservadas en cada tamiz se mide y se compara al peso total de la muestra. La distribución de tamaño de partícula entonces se expresa como por ciento retenido por peso en cada tamaño de malla. Los resultados se expresan generalmente en formato tabular o gráfico. El gráfico típico utiliza el porcentaje del agregado por peso que pasa cierto tamaño de la malla en el eje de la “y”, y el tamaño de la malla como las unidades del eje de la “x”.



Fig. 1.18 Mallas usadas para el análisis granulométrico

Gradaciones típicas

- Denso o bien-calificado. Refiere a una gradación que sea densidad máxima cercana. Los diseños más comunes de las mezclas asfálticas tienden a utilizar el agregado calificado denso.
- Semi-Densos. Refiere a una gradación que contenga solamente un porcentaje pequeño de partículas agregadas en la gama tamaños medianos. La curva es plana en la gama de tamaños medianos. Estas mezclas pueden ser propensas a la segregación durante la colocación.
- Abierta. Refiere a una gradación que contenga solamente un porcentaje pequeño de partículas agregadas en la gama pequeña. Esto da lugar a más vacíos de aire porque no hay bastantes partículas pequeñas para completar los vacíos entre las partículas más grandes. La curva es plana y cercana a cero en la gama tamaño pequeño.
- Uniforme. Refiere a una gradación que contenga la mayor parte de las partículas en una gama muy estrecha del tamaño. Esencialmente, todas las partículas son del mismo tamaño. La curva es escarpada y ocupa solamente la gama estrecha del tamaño especificada.

Otros términos de la gradación

- Agregado grueso. Definido como las partículas o los fragmentos durables de la piedra, de la grava, o la porción del agregado retenido en la malla de 4.75 mm (No. 4); los fragmentos deben ser limpios, resistentes y durables, sin exceso de partículas planas, alargadas, blandas o desintegrables. Estar exento de polvo, tierra, terrones de arcilla u otras sustancias que puedan impedir la adhesión completa del asfalto. Sus requisitos básicos de calidad se presentan en cada especificación.
- Agregado fino. Definido como arena natural o machacada comprendido entre las mallas de 4.75 mm y 75 mm (No. 4 y No. 200). Los granos del agregado fino deberán ser duros, limpios y de superficie rugosa y angular. El material debe estar libre de cualquier sustancia que impida la adhesión del asfalto.
- Polvo mineral o llenante, la que pase la malla de 75 mm (No. 200). Debe ser materiales que no tenga actividad y que sea no plástico.

El tamaño del agregado máximo puede afectar a la Mezcla Asfáltica de varias maneras. En una Mezcla Asfáltica, la inestabilidad puede resultar de tamaños máximos excesivamente pequeños; y la capacidad de trabajo y/o la segregación pobres pueden resultar de los tamaños máximos excesivamente grandes (Roberts y otros., 1996). ASTM C 125 define el tamaño de agregado máximo de dos maneras:

- Tamaño máximo. El tamiz más pequeño a través de el cual 100 por ciento de las partículas agregadas de la muestra pasan. Superpave define el tamaño agregado máximo como “un tamiz más grande que el tamaño máximo nominal” (Roberts y otros., 1996).
- Tamaño máximo nominal. El tamiz más grande que conserva algunas de las partículas agregadas pero generalmente no más que 10 por ciento por peso.

- Superpave define tamaño agregado máximo nominal como “un tamaño del tamiz más grande que el primer tamiz para conservar más de 10 por ciento del material” (Roberts y otros., 1996).

Es importante especificar si se está refiriendo el “tamaño máximo” o el “tamaño máximo nominal”.

b) Limpieza

Los agregados deben estar relativamente limpios cuando sean utilizados en Mezclas Asfálticas. La vegetación, las partículas suaves, los terrones de la arcilla, exceso del polvo y la materia vegetal pueden afectar funcionamiento, degradándolo rápidamente, que causa una pérdida de ayuda estructural, y dificulta la vinculación del asfalto-agregado. Además de que pueden afectar la adhesión con el asfalto.

c) Dureza.

Los agregados deben ser duros y bastante resistentes al machacamiento, degradación y desintegración de actividades tales como fabricación, almacenamiento, producción, colocación y compactación.

La resistencia mecánica del esqueleto mineral es un factor predominante en la evolución del comportamiento de una capa de firme después de su puesta en servicio. La evaluación de dicha resistencia se realiza mediante diversos ensayos de laboratorio; sin embargo, ninguno de ellos caracteriza el estado tensional del agregado en el conjunto del firme. Se realizan una serie de ensayos que tienden a reproducir en laboratorio de manera más sencilla el comportamiento que luego tendrán los agregados en servicio, para ello se preparan las muestras con granulometrías próximas a las que van a ser puestas en obra, sometiénolas a un desgaste que, de forma indirecta, proporciona información de la resistencia mecánica del material. La prueba de Los Ángeles es un ejemplo de este tipo de ensayos.

d) Forma de la Partícula y Textura Superficial

La forma de la partícula y la textura de la superficie son importantes para la compactación, la resistencia de la carga y el comportamiento de trabajo apropiados. Generalmente, las partículas de forma angular-cúbicas con una textura de la superficie áspera son las mejores.

La resistencia al pulimento de las partículas del agregado, es la resistencia a perder aspereza en su textura superficial, tiene gran importancia desde el punto de vista de la resistencia al deslizamiento cuando dichas partículas van a ser empleadas en una capa de rodadura. Para su evaluación se han desarrollado los ensayos de pulimento acelerado.

La determinación experimental del coeficiente de pulido acelerado de los áridos, empleados en capas de rodadura, es de gran trascendencia debido a la influencia de la resistencia al deslizamiento tanto en la seguridad vial como por sus implicaciones técnicas y económicas. La forma más generalizada que tiene el técnico para valorar de forma cuantitativa la permanencia, bajo la acción del tráfico, de una microtextura aceptable del árido, es el empleo del ensayo que mide el coeficiente de pulido acelerado de los áridos, mediante la máquina de pulimento y el péndulo TRRL (Transport and Road Research Laboratory).

e) Capacidad de absorción

Esta propiedad es de gran importancia, ya que determina la cantidad de asfalto que puede absorber el agregado, lo que nos reditúa en la cantidad de asfalto que se necesitara para cubrir al agregado y por ende en un mayor costo de elaboración de la mezcla.

f) Afinidad por el asfalto

La adhesividad de los agregados pétreos con el asfalto es de gran importancia, debido a que se pueden presentar fenómenos fisicoquímicos en la superficie de los agregados empleados en las capas del firme. En estos fenómenos complejos intervienen tanto factores físicos como la textura del agregado, la porosidad del mismo, viscosidad y tensión superficial del ligante, espesor de la película de ligante, etc. Y a su vez factores químicos

relativos al asfalto y al agregado. Si los agregados están absolutamente secos, se dejan mojar fácilmente por los asfaltos; sin embargo la situación es muy diferente con algo de humedad que siempre puede existir, ya que la superficie del agregado se polariza con un signo u otro dependiendo de su naturaleza. Atendiendo a ese criterio los agregados se clasifican en ácidos y básicos.

Agregados Ácidos.

La acidez es por lo general consecuencia de un alto contenido en sílice y determina una gran afinidad del agregado por el agua (hidrofilia) y una polaridad negativa. La adhesividad entre los agregados silíceos (o ácidos en general) y los asfaltos no es buena, pudiendo llegar a ser necesaria la disminución de la tensión superficial del asfalto mediante procesos de activación en los que se carga electropolarmente para crear una adhesividad.

Agregados Básicos.

Son menos hidrofílicos que los silíceos y se cargan positivamente en presencia de agua. Por ello pueden presentar cierta atracción por los ácidos libres en los asfaltos y, en consecuencia una mejor adhesividad con los mismos.

En los pavimentos asfálticos aparte de cuidar y verificar que el asfalto moje al agregado, se debe tener en cuenta la posibilidad de que el agua en combinación con la acción de los vehículos y en ocasiones con el polvo y suciedad existentes, perturbe la adhesividad, desplazando el ligante asfáltico de la superficie del agregado, que quedará de nuevo descubierta o lavada. La adhesividad pasiva o también llamada resistencia al desplazamiento del ligante dependerá también de los mismos factores químicos y físicos anteriormente citados: afinidad polar por el ligante, espesor de la película y viscosidad del mismo, tensión superficial (ángulo de contacto) y textura superficial.

g) Gravedad específica.

La gravedad específica es la relación entre la densidad del material y la densidad del agua. De acuerdo a la condición de humedad del agregado la gravedad específica se determina

en condición seca o saturada con superficie seca. Esta información nos permite hacer una relación entre el peso de los agregados y el volumen que ocupa dentro de la mezcla, con el fin de obtener la masa de los sólidos por unidad de volumen de los mismos, sin vacíos en cada una de sus fracciones, ya sea arena con finos o grava, esto con respecto a la densidad del agua; es útil en la fabricación, ya que se utiliza en las conversiones del peso-volumen y en calcular el contenido de vacíos en una mezcla. En su determinación se requiera tener mucho cuidado y precisión, ya que este valor afecta de una manera muy importante al tratar de obtener los vacíos dentro de la mezcla, y de esto depende en gran medida que se haga un correcto diseño de la misma.

1.3.2 Asfalto

Los principios en la utilización del asfalto como material en la construcción de caminos se remontan a la antigua Babilonia (625 A.C.) durante el régimen del rey Nabopolassar. La palabra asfalto viene del antiguo vocablo griego “asphaltos”, que significa “seguro”, pero los Romanos cambiaron la palabra por “asphaltus”, y lo usaron para sellar sus baños, embalses y acueductos. Muchos siglos atrás, cuando los europeos exploraron el nuevo mundo, descubrieron depósitos naturales de asfalto. En 1545 Sir Walter Raleigh describe un lago de asfalto en la Isla de Trinidad, cerca de la costa de Venezuela, y menciona que ellos utilizaban el asfalto para sellar sus barcos

Hoy en día, es el material mas utilizado en la elaboración de pavimentos para carreteras. Debido a su desempeño y comportamiento se ha convertido en el conglomerante más popular en la construcción de carreteras, estacionamientos, aeropistas, pistas de carreras de autos, canchas de tenis, y muchas otras más aplicaciones que lo hacen un elemento muy versátil y rentable. En el presente trabajo únicamente hablaremos sobre sus propiedades y características que presenta en el ámbito de las mezclas asfálticas utilizadas en la construcción de pavimentos.

Definiremos al asfalto como un hidrocarburo de color marrón oscuro a pardo, altamente viscoso, producto del residuo de la destilación del petróleo. Esta destilación puede ocurrir

naturalmente, dando por resultado los lagos del asfalto, u ocurrir en una refinería de petróleo. Esta constituido por una mezcla compleja de hidrocarburos cuyos componentes principales son el carbono y el hidrógeno y en mucha menor proporción oxígeno, azufre, nitrógeno y metales pesados como el níquel y el vanadio, todos de diferente peso molecular, solubles en sulfuro de carbono, que forman una solución coloidal, en la que la fase discontinua la constituye la fracción pesada, denominada asfáltenos cuyo peso molecular oscila de 4000 a 7000 y la fase continua la constituye un fluido aceitoso formado por la fracción ligera, denominada maltenos cuyo peso molecular oscila entre 700 a 4000. A su vez la parte malténica puede subdividirse en tres fracciones principales, parafinas, con pesos de 600 a 1000, resinas, con pesos de 1000 a 2000 y aceites aromáticos, con pesos de 2000 a 4000 (Padilla, 2004).

En mezclas asfálticas, el asfalto funciona como un pegamento impermeable, termoplástico, viscoelástico. Por peso, el asfalto representa entre 3 y 7 por ciento en peso de la mezcla y compone generalmente cerca de 25 a 30 por ciento del coste de una estructura del pavimento, dependiendo del tipo y de la cantidad.

El “*Cemento Asfáltico*” refiere al asfalto que ha sido preparado para el uso en mezclas asfálticas y otros usos de pavimentación. Además de su utilización en su estado natural se puede utilizar de un sinnúmero de formas, como en la elaboración de emulsiones asfálticas, asfaltos rebajados, asfaltos espumados, etc.

1.3.2.1 Características físicas del asfalto

El asfalto se puede clasificar por su composición química y características físicas. La industria del pavimento confía típicamente en las características físicas para la caracterización del funcionamiento. Las características físicas de un agregado son un resultado directo de su composición química. Típicamente, las características físicas más importantes son:

- a) Durabilidad. La durabilidad es una medida de cómo las características físicas de la capa de asfalto cambian con la edad (llamada a veces edad de endurecimiento).

Generalmente cuando la capa de asfalto se envejece, su viscosidad aumenta y llega a ser más dura y frágil.

- b) Reología. La Reología es el estudio de la deformación y del flujo de la materia. La deformación y el flujo de la carpeta de asfalto en una mezcla son importantes en funcionamiento del pavimento asfáltico. Pavimentos asfálticos que se deformen y un flujo alto puede ser susceptible a desprenderse y a sangrar, mientras que los que son demasiado duros pueden ser susceptibles a agrietarse por fatiga.
- c) Seguridad. El cemento asfáltico como la mayoría de los otros materiales, volatiliza (emite el vapor) cuando está calentado. En las temperaturas altas el cemento asfáltico puede emitir extremadamente bastante vapor y aumentar la concentración volátil inmediatamente sobre el cemento asfáltico a un punto donde encenderá cuando está expuesto a una chispa o a una llama abierta. Esto se llama el punto de inflamación. Por razones de seguridad, el punto de inflamación del cemento asfáltico se prueba y se controla.
- d) Pureza. El cemento asfáltico, utilizado en mezclas para pavimentos, debe consistir en un asfalto casi puro. Las impurezas no son componentes de cementación activos y pueden ser perjudiciales al funcionamiento del asfalto.

Existen diferentes categorías para identificar la calidad de un asfalto; típicamente por unos o más sistemas que los califican taquigráficamente según sus características físicas. Estos sistemas se extienden de simple al complejo y representan una evolución en la capacidad de caracterizar al asfalto. Recientemente se acaba de adoptar un nuevo sistema que califica el funcionamiento del asfalto según un rango de temperaturas, denominado PG (Performance Grade), aunque en México actualmente los sistemas mas empleados son los viejos sistemas de penetración y viscosidad que siguen siendo de mérito.

- Grado de penetración. De acuerdo con la profundidad que una aguja estándar penetrará una muestra de asfalto cuando está colocada bajo una carga de 100 gr. por 5 segundos a una temperatura de 25°C y en el caso de asfaltos modificados se realiza la misma prueba pero por 60 seg. Con una carga de 200 gr. a 4°C. La prueba es simple y fácil realizarse pero no mide ningún parámetro fundamental y puede caracterizar solamente al asfalto en una temperatura (25°C y 4 °C). Los

grados de la penetración se enumeran como gama de las unidades de la penetración (una unidad de la penetración = 0.1 milímetros). Los tipos de asfaltos comúnmente utilizados en México son 65-70 y 85-100. Aunque este sistema no es muy utilizado actualmente.

- La viscosidad. Las medidas de penetración (como en el grado de penetración) pero medidas en la viscosidad del asfalto en 60°C y 135°C se puede hacer en cementos asfálticos o residuos asfálticos. Los grados se enumeran en poises (cm-g-s = dina-segundo/cm²) o poises divididos por 10. Los tipos de asfaltos usados en México son AC-5, AC-10, AC-20, AC-30 (Tabla.1.1). El determinar la viscosidad es un sistema que califica mejor pero no prueba la reología del asfalto a baja temperatura.

Clasificación	Viscosidad a 60°C Pa·s (Pois)	Usos más comunes
AC-5	50 ± 10 (500 ± 100)	• En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 1 en la Figura 1.19. • En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen para riegos de impregnación, de liga y poreo con arena, así como en estabilizaciones.
AC-10	100 ± 20 (1 000 ± 200)	• En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 2 en la Figura 1.19 • En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zona 1 en la Figura 1.19.
AC-20	200 ± 40 (2 000 ± 400)	• En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 3 en la Figura 1.19 • En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zona 2 en la Figura 1.19
AC-30	300 ± 60 (3 000 ± 600)	• En la elaboración de carpetas de mezcla en caliente dentro de las regiones indicadas como Zona 4 en la Figura 1.19. • En la elaboración de emulsiones asfálticas que se utilicen en carpetas y morteros de mezcla en frío, así como en carpetas por el sistema de riegos, dentro de las regiones indicadas como Zonas 3 y 4 en la Figura 1.19 • En la elaboración de asfaltos rebajados en general, para utilizarse en carpetas de mezcla en frío, así como en riegos de impregnación.

Tabla.1.1 Clasificación de los Cementos Asfálticos (SCT)



Fig.1.19 Regiones geográficas para la utilización de asfaltos clasificados según su viscosidad dinámica a 60°C.

1.3.2.2 Sistema Superpave Performance Grading (PG)

El sistema Superpave PG fue desarrollado como parte del esfuerzo de la investigación Superpave; caracteriza más exactamente y completamente a los asfaltos para el uso en pavimentos asfálticos. El sistema PG se basa en la idea que las características de mezcla asfáltica se deben relacionar con las condiciones bajo las cuales se utiliza. Para el asfalto, esto implica condiciones climáticas extremas así como consideraciones de envejecimiento. Por lo tanto, el sistema PG utiliza una gama común de pruebas (como lo hacen los más viejos sistemas que califican la penetración y la viscosidad) pero específica para un asfalto particular, debe pasar estas pruebas en las temperaturas específicas que son dependientes sobre las condiciones climáticas específicas en el área del uso previsto. Por lo tanto, una carpeta usada en el norte del país sería diferente que una usada en el sur o en la costa.

El sistema Superpave PG representa la calidad del asfalto usando dos números, el primero es la temperatura máxima de siete días del pavimento (en °C) y el segundo que es la temperatura mínima probable de diseño del pavimento que se experimentará (en °C). Así, un PG 58-22 se piensa para el uso en donde se tiene 58°C de temperatura máxima durante

siete días en el pavimento y la temperatura mínima prevista del pavimento es -22°C . Nótese que estos números son temperaturas del pavimento y no temperatura del aire. Si no hay otra información disponible, estos grados deben ser opciones para elegir el asfalto a utilizar en una mezcla.

1.3.2.3 Asfaltos Modificados

Algunos cementos asfálticos requieren la modificación para mejorar sus características o cumplir con las especificaciones. La modificación del cemento asfáltico se ha practicado por más de 50 años pero ha recibido la atención en la última década. Hay una numerosa cantidad de aditivos disponibles en el mercado hoy en día. Las ventajas del asfalto modificado se pueden observar solamente por una selección cuidadosa del tipo de modificantes; ya que no todos los modificantes son apropiados para todos los usos.

Los asfaltos modificados con polímeros están constituidos por dos fases, una formada por pequeñas partículas de polímero hinchado y la otra por asfalto. En las composiciones de baja concentración de polímeros existe una matriz continua de asfalto en la que se encuentra disperso el polímero; pero si se aumenta la proporción de polímero en el asfalto se produce una inversión de fases, estando la fase continua constituida por el polímero hinchado y la fase discontinua corresponde al asfalto que se encuentra disperso en ella.

Esta micromorfología bifásica y las interacciones existentes entre las moléculas del polímero y los componentes del asfalto parecen ser la causa del cambio de propiedades que experimentan los asfaltos modificados con polímeros.

Aunque en una mezcla asfáltica, el asfalto sea minoritario en proporción, sus propiedades pueden influir de manera significativa en su comportamiento. El tipo de mezcla será el que, en gran medida, determine la contribución hecha por el ligante sobre todo el conjunto. Generalmente, las propiedades de las mezclas con granulometría continua dependen del enclavamiento o trabazón de los áridos, mientras que las preparadas con altos contenidos de mortero asfáltico dependen más de la rigidez de la proporción de ligante, polvo mineral y arena.

A altas temperaturas de servicio, puede que el ligante llegue a reblandecerse, facilitando la deformación de la mezcla (ahuellamiento). El riesgo de aparición de estas deformaciones es aún mayor en pavimentos sometidos a la circulación de vehículos pesados. De manera generalizada y sin tener en cuenta otros factores que pueden influir, se puede disminuir la probabilidad de aparición de estas deformaciones aumentando la rigidez del ligante mediante el empleo de un asfalto más duro.

Por otro lado a temperaturas de servicios bajas, el ligante se vuelve relativamente rígido y va perdiendo poder de resistencia a las tensiones, volviéndose frágil y siendo susceptible de fisuraciones. El grado de susceptibilidad a la fisuración está relacionado con la dureza del asfalto y su capacidad para absorber las sollicitaciones inducidas por el tráfico. Disminuyendo la dureza del asfalto, se minimizará el riesgo de fallo por fragilidad.

Entonces, debido a lo dicho precedentemente a la hora de buscar comportamientos globales satisfactorios de la mezclas bituminosas, la elección del asfalto adecuado para cada tipo de mezclas se vuelve un compromiso entre ambos extremos; ahuellamiento a altas temperaturas y fisuramiento por fragilidad térmica a bajas temperaturas. Donde mejorando el comportamiento a altas temperaturas, se influye negativamente en el comportamiento a bajas temperaturas.

El asfalto se debe modificar generalmente para lograr:

- Bajar la viscosidad a temperaturas altas asociadas a la construcción. Esto facilita el bombeo del asfalto líquido así como el mezclado y la compactación de la mezcla.
- Una dureza más alta en altas temperaturas del servicio. Esto reducirá el fracturamiento y la deformación.
- Bajar la dureza y características más rápidas de la relajación en las temperaturas bajas del servicio. Esto reducirá los agrietamientos.
- Incremento en la Adherencia del asfalto y el agregado en presencia de la humedad. Reduce la probabilidad de peladuras.

Los polímeros son sustancias de alto peso molecular, formada por la unión de cientos o miles de moléculas pequeñas llamadas monómeros (compuestos químicos con moléculas simples). Se forman así moléculas gigantes que toman formas diversas: cadenas en forma de escalera, cadenas unidas o termofijas que no pueden ablandarse al ser calentadas, cadenas largas y sueltas, etc.

Algunos modificadores poliméricos que han dado buenos resultados son:

Polímeros Utilizados Con Asfaltos	
Tipo de Modificador	Ejemplo
Elastómeros	Natural
	SBS
	SBR
	EPDM
	PBD
Plastómeros	EVA
	EMA
	PE
	PP
	Poliestireno

Tabla.1.2 Clasificación de los Polímeros

Homopolímeros: que tienen una sola unidad estructural (monómero).

Copolímeros: tienen varias unidades estructurales distintas. (Ejemplos: EVA, SBS)

Plastómeros: al estirarlos se sobrepasa la tensión de fluencia, no volviendo a su longitud original al cesar la sollicitación. Tienen deformaciones pseudoplásticas con poca elasticidad.

Dentro de estos tenemos:

- EVA: Etileno-acetato de vinilo.
- EMA: Etileno-acrilato de metilo.

- PE: (polietileno) tiene buena resistencia a la tracción y buena resistencia térmica, como también buen comportamiento a bajas temperaturas.
- PP: (Polipropileno).
- Poliestireno: no son casi usados.

Elastómeros: al estirarlos, a diferencia de los anteriores, estos vuelven a su posición original, es decir, son elásticos.

Dentro de estos tenemos:

- Natural: caucho natural, celulosa, glucosa, sacarosa, ceras y arcillas son ejemplos de polímeros orgánicos e inorgánicos naturales.
- **SBS**:(estireno-butadieno-estireno) figura 1.20 o caucho termoplástico. Este es el más utilizado de los polímeros para la modificación de los asfaltos, ya que este es el que mejor comportamiento tiene durante la vida útil de la mezcla asfáltica. El poliestireno es un plástico duro, resistente y le da al SBS su durabilidad. El polibutadieno es un material parecido al caucho y le confiere al SBS sus características similares al caucho.

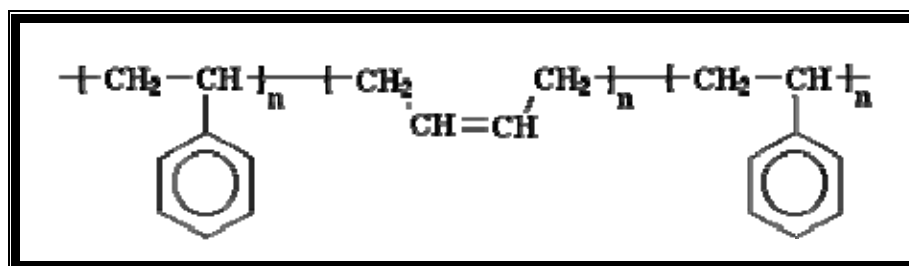


Fig. 1.20 Estireno-Butadieno-Estireno, conocido como caucho SBS

Dicho copolímero está constituido por una corta cadena de poliestireno, seguida por otra larga cadena de polibutadieno y finalmente por otra corta cadena de poliestireno. Si pudiéramos extender una cadena de SBS, se vería como en la figura 1.21.

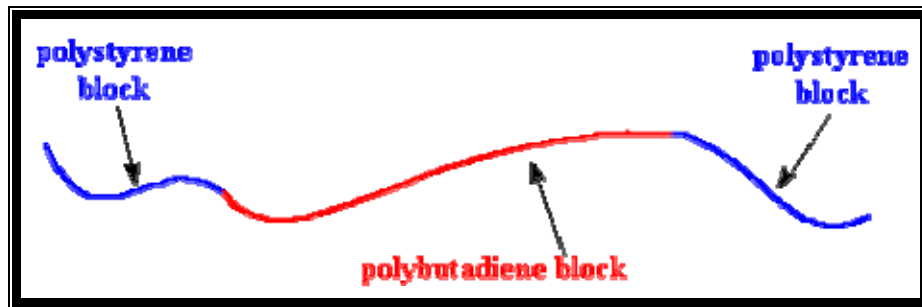


Fig. 1.21 Cadena de SBS

Resulta sumamente difícil mezclar dos polímeros diferentes, aún cuando sean muy similares. Esto es aplicable tanto a los bloques de nuestro SBS como a otros polímeros. Por lo tanto los bloques de poliestireno tienden a agruparse entre sí, al igual que los bloques de polibutadieno. Los distintos clusters de poliestireno se mantendrán unidos entre sí por los bloques de polibutadieno (Fig. 1.22). Los clusters de poliestireno actúan como reticulantes para los bloques de polibutadieno. Las agrupaciones de poliestireno se romperán cuando el SBS es calentado, de modo de poder ser procesado y reciclado como un polímero no entrecruzado.

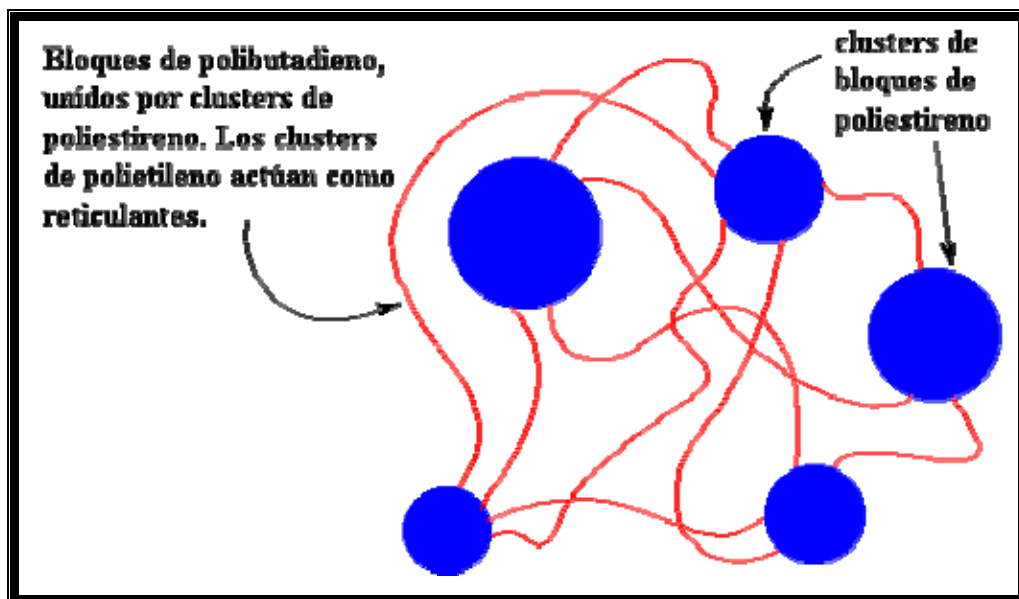


Fig. 1.22 Forma de unión del polímero

- SBR: Cauchos sintéticos del 25% de Estireno y 75% de butadieno; para mejorar su adhesividad se le incorpora ácido acrílico.
- EPDM: (polipropileno atáctico) es muy flexible y resistente al calor y a los agentes químicos.

Termoendurecibles: estos tienen muchos enlaces transversales que impiden que puedan volver a ablandarse al calentarse nuevamente. Son ejemplos de estos las resinas epóxi; estas se usan en grandes porcentajes, mayores al 20%, son muy costosas y se utilizan para casos especiales.

El efecto principal de añadir polímeros a los asfaltos es el cambio en la relación viscosidad-temperatura (sobre todo en el rango de temperaturas de servicio de las mezclas asfálticas) permitiendo mejorar de esta manera el comportamiento del asfalto tanto a bajas como a altas temperaturas.

Otras propiedades que el asfalto modificado mejora respecto del asfalto convencional son:

- Mayor intervalo de plasticidad (diferencia entre el punto de ablandamiento)
- Mayor cohesión.
- Mejora de la respuesta elástica.
- Mayor resistencia a la acción del agua.
- Mayor resistencia al envejecimiento.

Las propiedades que estos imparten dependen de los siguientes factores:

- Tipo y composición del polímero incorporado.
- Característica y estructura coloidal del asfalto base.
- Proporción relativa de asfalto y polímero.

Para que los asfaltos con polímeros consigan las prestaciones óptimas, hay que seleccionar cuidadosamente el asfalto base (es necesario que los polímeros sean compatible con el material asfáltico), el tipo de polímero, la dosificación, la elaboración y las condiciones de almacenaje. Cada polímero tiene un tamaño de partícula de dispersión óptima para mejorar las propiedades reológicas, donde por encima de esta el polímero solo actúa como un

filler; y por debajo de esta, pasan a estar muy solubilizados y aumentan la viscosidad, sin mejorar la elasticidad y la resistencia.

En razón que los asfaltos presentan un comportamiento reológico de tipo viscoelástico, la adición de un polímero incrementa su componente elástica. Los ensayos típicos de "Penetración" y "Punto de Ablandamiento", no miden elasticidad ni recuperación elástica, características típicas de los asfaltos modificados, de ahí que deba recurrirse a otros tipos de ensayos. Un método que ha sido adoptado en muchos países de Europa, es el de "Recuperación elástica", basado en el ensayo convencional de "Ductilidad" (Fig. 1.23).



Fig. 1.23 Ensayo de recuperación elástica en ductilometro

Capítulo

2

Deformaciones Plásticas en Mezclas Asfálticas

2.1 Generalidades

Las fallas mas frecuentes asociadas a la aplicación de cargas reiteradas del tráfico en un pavimento flexible, son la fisuración por fatiga y las deformaciones plásticas en las diferentes capas componentes de la estructura. Las deformaciones plásticas nos llevan a la formación de “ahuellamientos”, lo que afecta al confort y seguridad de los usuarios.

El diseño estructural de los pavimentos se ha orientado a establecer valores límites para las tensiones y deformaciones para valorar el periodo para el cual con unas solicitaciones determinadas de tráfico, resulten profundidades de huellas compatibles para un nivel de servicio proyectado. Con este objetivo los métodos de diseño actuales deben adoptar otros criterios de falla.

Estos criterios de falla se pueden obtener a través de distintos mecanismos como ensayos de laboratorio, pistas de ensayo o análisis de datos de rutas reales conseguidos por mediciones periódicas.

2.2 Introducción.

El proceso del diseño estructural de un pavimento por métodos mecánico-empíricos, se basa en la determinación de los esfuerzos críticos, que permitan establecer si los deterioros del pavimento se mantendrán dentro de los límites de aceptabilidad, para mantener un nivel de servicio adecuado para el usuario.

La acumulación de deformaciones plásticas conduce a la formación de “ahuellamientos”. Si bien el fenómeno afecta a todas las capas del pavimento, su influencia puede ser minimizada en las capas superiores mediante una adecuada dosificación, formulación y construcción.

Las deformaciones plásticas en las mezclas asfálticas es una combinación de la densificación y deformación por corte bajo la acción de cargas dinámicas provocadas por el tráfico y el clima, y pueden ser estimadas a través de distintas ecuaciones constitutivas. Estas relaciones son alimentadas a través de datos obtenidos de distintas líneas de trabajo que pueden complementarse entre sí. Las principales son:

1. Pistas de ensayo a escala natural y/o equipamientos especiales sobre rutas reales o tramos experimentales.
2. La realización de ensayos en el laboratorio y la obtención de coeficientes de ajuste con respecto al comportamiento real de la estructura.
3. Análisis de datos de rutas reales obtenidos del seguimiento periódico de tramos en servicio.

2.3 Deformaciones Plásticas

Los resultados de pruebas en caminos e investigaciones del fenómeno de la deformación plástica realizados por la AASHTO (American Association of State and Highway Officials) en Estados Unidos, han definido como deformación plástica a la formación de canales a lo largo de la trayectoria longitudinal de la circulación de los vehículos; formados por compresión y/o movimiento lateral en una o mas capas que forman el pavimento, y es uno de los deterioros que mas preocupa dentro del comportamiento de las mezclas asfálticas en caliente.

El comportamiento de una mezcla asfáltica en la formación de ahuellamientos esta relacionado directamente con las características del ligante asfáltico empleado, así como de la composición granulométrica y calidad de los agregados, y en algunos casos de los aditivos empleados en la fabricación de la mezcla.

La acumulación de deformaciones plásticas en una capa de concreto asfáltico pueden ser causada por la reducción volumétrica de la mezcla y por deformaciones debidas a esfuerzos cortantes que transmiten las cargas del tráfico.

En el proceso de reducción del volumen el material es empujado hacia abajo; mientras que la deformación cortante provoca que el material fluya lateralmente y hacia arriba, como se muestra en la Figura 2.1.

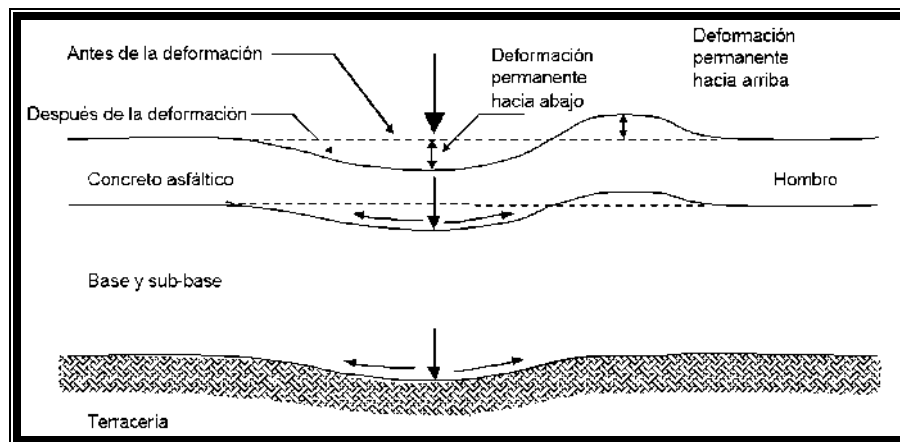


Fig. 2.1 Deformaciones Plásticas en las diferentes capas de un pavimento

2.3.1 Tipos de deformaciones Plásticas

Como se menciono anteriormente, las deformaciones plásticas se caracterizan por la formación de canales en la superficie de rodamiento y es permanente porque acumula pequeñas deformaciones de forma irrecuperable, cada vez que se le aplica una carga.

Existen 2 tipos principales de roderas o ahuellamientos: Las provocadas por falla en la subrasante y por falla de la capa de asfalto.

a) Roderas por fallas en la subrasante

Son el resultado de esfuerzos superiores a los de trabajo de las capas inferiores (base o subbase) bajo la capa de asfalto, ya que no hay suficiente fuerza en el pavimento o dureza para reducir la fuerza aplicada por el tráfico. También puede ser causado por un inesperado debilitamiento de una de las capas generadas por la intrusión de humedad. La deformación ocurre en las capas inferiores, provocando hundimientos y debilitamiento, por debajo en la estructura del pavimento. Si la capa de concreto asfáltico es suficientemente flexible, se deformará. Los hundimientos por roderas tienden a ser de anchos que van desde los 750 mm hasta los 1000 mm, con poca profundidad y formas curvadas cruzando la sección del pavimento sin fisurarse. Si se hiciera una zanja o corte, la deformación de pavimento indicaría, que el espesor del pavimento permanece constante y cualquiera de las capas granulares (base o subbase) tiene deformaciones. Si la capa de concreto asfáltico es lo suficientemente rígida a la deformación, ocurrirán fisuras por fatiga de un lado a otro en el ancho entero de la trayectoria de la llanta.

b) Roderas por fallas en la capa de asfalto.

Es el tipo de roderas que más preocupa a los diseñadores de mezclas asfálticas, se produce debido a la escasez de la capacidad portante o a la insuficiencia de soportar cargas pesadas, una mezcla asfáltica débil, va acumulando una pequeña pero permanente deformación plástica, en cada pulso de carga pesada, y eventualmente forma una ruta

caracterizada con una inclinación y deslizamiento lateral de la mezcla, las roderas pueden ocurrir en la capa superficial de asfalto o debido a debilitamiento en las capas inferiores de asfalto. Las roderas en una mezcla débil ocurren, cuando el pavimento se encuentra sometido a temperaturas altas.

2.3.2 Mecanismos de formación de roderas.

Cuando las roderas son causadas por deformaciones en la mezcla asfáltica, el material asfáltico es desplazado lateralmente a lo largo de la trayectoria de los vehículos en el plano de la mezcla, y la rodera se forma por depresión en el área de carga por donde rueda el neumático o los neumáticos, dejando crestas de mezcla en ambos lados a lo largo de la trayectoria de los vehículos. La superficie dentro de la trayectoria del neumático usualmente está lisa y rica en asfalto. El fondo de la rodera tal vez sea liso y en forma de cuchara. Muchas veces una o más pequeñas crestas existen de la rodera entre los espacios de las llantas duales. Las roderas formadas por deformación tienden a cambiar gradualmente a lo largo de la carretera, por lo tanto el pavimento continúa proporcionando el servicio de rodadura a pesar de tener roderas.

La aparición de roderas como ya se mencionó es causada por la falta de resistencia ante las cargas generadas en la mezcla asfáltica, por la aplicación de cargas verticales en la superficie. En ocasiones la falta de resistencia puede ser causada por el desequilibrio entre el asfalto y la mezcla. Dicho desequilibrio puede ser causado por daños por humedad en la mezcla o debilitamiento del esqueleto mineral. Las roderas en los materiales del pavimento se desarrollan gradualmente con el incremento del número de aplicaciones de carga.

La importancia de utilizar materiales para la superficie de los pavimentos, con alta densidad, pueden minimizar el orden de magnitud de las deformaciones permanentes. Se ha mencionado en estudios de investigación que las roderas mayormente son causadas por flujos de deformación acompañadas de cambios de volumen en los materiales.

A continuación se ilustra el efecto sobre una superficie de pavimento debido al número de pasadas de neumáticos en un ensayo de pista. Estos datos permiten hacer mediciones del promedio de la profundidad de la rodera como el volumen de material desplazado por debajo de las llantas y por encima de las zonas adyacentes a ellas. Con esta información, a través de la figura 2.2 se pueden obtener dos conclusiones:

1. En el escenario inicial de tráfico, el incremento de las deformaciones irreversibles por debajo de los neumáticos es particularmente mayor que el incremento en las zonas por encima de la superficie. En esta fase inicial, la compactación debida al tráfico, tiene una mayor influencia en las roderas.
2. Después del escenario inicial, el volumen que disminuye por debajo de las llantas es aproximadamente igual que el volumen que se incrementa por los bordes en la parte superior del pavimento. Esto es un indicador de que mayormente la compactación se lleva a cabo bajo las solicitaciones del tráfico y de que las roderas son causadas primordialmente por desplazamiento con volumen constante. Esta fase se consideró en gran parte para representar el comportamiento de la deformación en el tiempo de vida del pavimento.

Hofstra y Klomp (1972) encontraron que la deformación a través de las capas de concreto asfáltico es mayor cerca de la superficie donde se aplican las cargas y gradualmente decrece en las capas de niveles inferiores.

Las roderas son causadas básicamente por flujo plástico, a mayor profundidad de la mezcla, existe una mayor resistencia al flujo plástico y también a mayor profundidad se reducen los niveles de tensión. La deformación plástica en una capa de pavimento, puede verse incrementada en la medida en que dicha capa es de menor espesor.

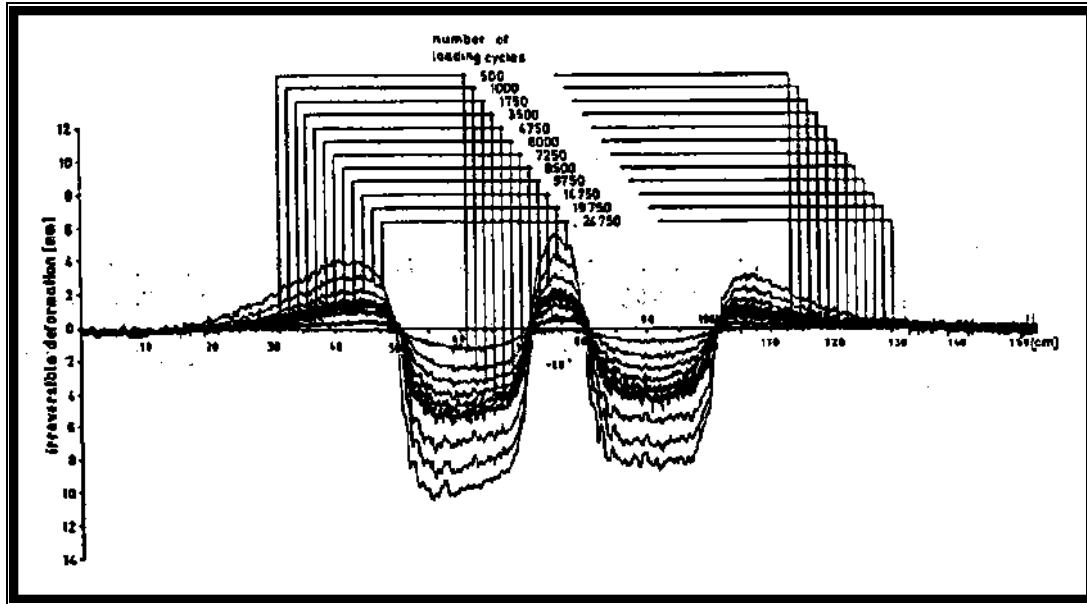


Fig. 2.2. Mecanismo de acumulación de deformaciones irreversibles en la mezcla asfáltica.

Las mezclas asfálticas están compuestas por partículas de agregados de naturaleza elástica, que son los que deben soportar las cargas del tráfico y un ligante de naturaleza viscoelástica, que actúa como pegamento manteniendo unido el esqueleto mineral.

El ligante asfáltico no puede resistir las cargas del tráfico, pues debido a su naturaleza visco-elástica puede fluir en función de la carga y su tiempo de aplicación, sin embargo el ligante debe tener la suficiente cohesión para prevenir el desprendimiento de partículas y para resistir los esfuerzos de corte que se generan en los puntos de contacto entre agregados y que superan la fricción entre los mismos. Si el ligante no es capaz de sujetar las partículas en su sitio, estas pueden moverse compactando el esqueleto a una configuración más densa

Las mezclas asfálticas pueden tener un comportamiento elástico lineal, elástico no lineal o viscoso en función de la temperatura y el tiempo de aplicación de la carga. A bajas temperaturas el comportamiento es fundamentalmente elástico lineal, y al aumentar la temperatura se empieza a comportar como un material elástico no lineal, apareciendo el comportamiento viscoso a medida que la temperatura continúa aumentando.

- En invierno, cuando las temperaturas son bajas, no existen deformaciones plásticas, porque la mezcla se comporta de manera elástica.
- En verano y otoño, cuando hay regularmente temperaturas intermedias, la mezcla tiene gran parte de su comportamiento elástico y las deformaciones plásticas son mínimas
- En primavera, a altas temperaturas, la cohesión de la mezcla disminuye y las deformaciones originadas por el tráfico se incrementan. Parte de estas deformaciones se dan en la componente viscosa de la mezcla, no siendo recuperables y apareciendo las deformaciones plásticas permanentes o roderas.

A continuación se muestra en la figura 2.3 el cambio en el comportamiento de la mezcla asfáltica en función de la temperatura de servicio.

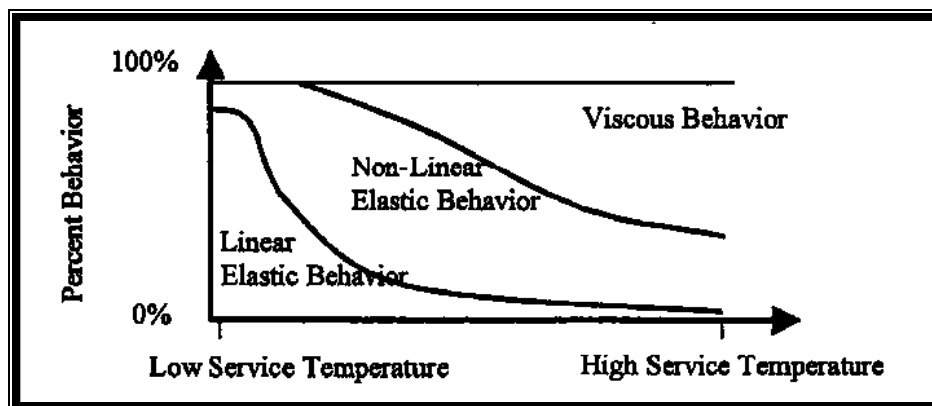


Fig. 2.3. Cambio en el comportamiento de la mezcla asfáltica en función de la temperatura

Normalmente la magnitud de las deformaciones permanentes es baja y no supone ningún problema, sin embargo si las deformaciones son muy altas o la mezcla tiene un comportamiento predominantemente viscoso las deformaciones permanentes pueden ser muy significativas.

2.3.2.1 Solicitaciones de cargas a un pavimento.

El tránsito tiene una gran influencia en la aplicación de las cargas en un pavimento y su caracterización es bastante compleja debido no solo a la variabilidad de los distintos vehículos existentes, sino también a las interacciones vehículo-pavimento que producen fenómenos con solicitaciones adicionales a las propias cargas estáticas del tránsito.

Para caracterizar las solicitaciones producidas por el tránsito a un pavimento se pueden estudiar independientemente los siguientes aspectos:

- Magnitud de las cargas según la composición del tránsito (carga por eje, número de ejes que circulan, y número de repeticiones de carga).
- Forma geométrica de cada sollicitación sobre el pavimento (área de contacto y reparto de presiones sobre la misma).
- Velocidad de los vehículos y tiempo de sollicitación en un punto.
- Estados de esfuerzos que producen las cargas, en función de su magnitud y tipología (verticales, tangenciales, fenómenos de impacto, etc).
- Características de las capas del firme.

Las cargas de los vehículos al pavimento se transmiten a través de las ruedas, en los métodos de diseño mecanicistas es necesario conocer el área de contacto de la llanta con el pavimento, asumiendo que la presión de contacto depende de la presión de inflado del neumático, como se indica en la Fig. 2.4, la presión de contacto es más grande que la presión de la llanta, para presiones bajas de la llanta, debido a que la pared de la misma está en compresión y la suma de las fuerzas verticales de la pared y presión de la llanta, deben ser iguales a la fuerza debido a la presión de contacto; la presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta, para presiones altas de las llantas, debido a que

la pared de la llanta está en tensión. Sin embargo, en el diseño de pavimentos, la presión de contacto generalmente se asume igual a la presión de la llanta, debido a que los ejes de carga pesados tienen presiones altas y efectos más destructivos en el pavimento, utilizar la presión de la llanta como presión de contacto, es estar por el lado de la seguridad. (Huang, 1993).

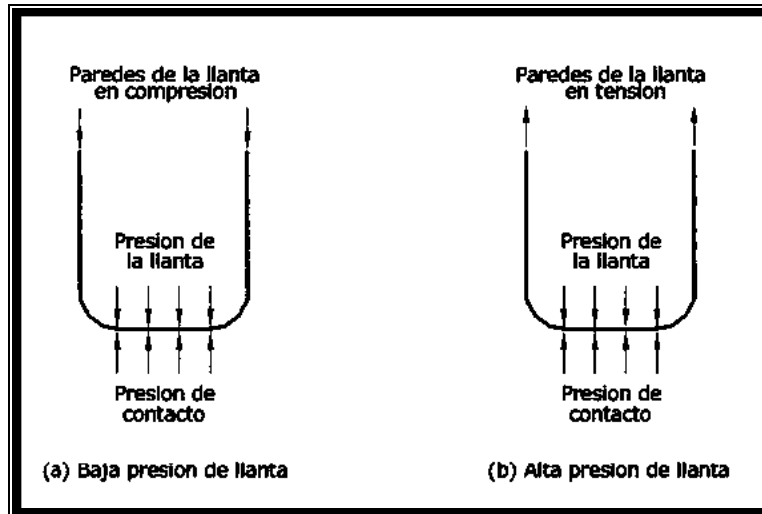


Fig. 2.4. Relación entre la presión de contacto y la presión de la llanta.

Cuando se utiliza la teoría multicapas en el diseño de pavimentos flexibles, se asume que cada llanta tiene un área de contacto de forma circular, esta suposición es incorrecta, pero el error en el que se incurre no es significativo.

Otro aspecto que tenemos que considerar acerca del vehículo es la velocidad, si se utiliza la teoría viscoelástica para el diseño del pavimento, la velocidad está directamente relacionada con la duración de la carga; si se utiliza la teoría elástica, debe seleccionarse adecuadamente el módulo de resiliencia de los materiales para el pavimento, en proporción con la velocidad del vehículo. (Huang, 1993).

Se ha supuesto en algunos casos que los esfuerzos aplicados por una llanta en movimiento se aproximan a una forma senoidal, cuya duración depende de la velocidad del vehículo y de la profundidad del punto al que se está haciendo referencia.

2.3.2.2 Naturaleza cíclica de las cargas que actúan en un pavimento.

Normalmente el diseño, análisis y evaluación estructural de las condiciones de los pavimentos se basan en la teoría elástica multicapas; este acercamiento ofrece la posibilidad de una solución racional al problema. El éxito de esta aproximación depende de la precisión y la manera en que se emplean las propiedades de los materiales.

Últimamente se han cambiado los procedimientos de diseño de los pavimentos y se ha pasado de los métodos empíricos a los métodos mecanicistas, basados en el acercamiento más racional durante su diseño (Monosmith, 1962). Las principales razones de este cambio son las condiciones cambiantes en la estructura del pavimento ante la sollicitación móvil de los vehículos cargados, ya que se experimentan dos tipos de esfuerzos: los estáticos por sobrecarga y los dinámicos causados por el movimiento vehicular. Otras consideraciones importantes son el desarrollo de nuevos materiales utilizados en la construcción, nuevas configuraciones de pavimentos y la disponibilidad de programas computacionales. Dentro de los métodos racionales se encuentran los procedimientos de diseño mecanicistas; su funcionamiento es estimado y basado en las propiedades mecánicas fundamentales de las capas de pavimento. (Zaman et al., 1993).

El acercamiento mecanicista en el diseño involucra el análisis teórico y el cálculo de esfuerzos y deformaciones en lugares críticos, como resultado de las aplicaciones de carga originadas por las ruedas cargadas. Los materiales que constituyen las diferentes capas del firme, se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tráfico.

El patrón de esfuerzos inducidos a una estructura de pavimento como resultado del tráfico es muy complejo. Un elemento de pavimento está sujeto a pulsos de carga que involucran componentes de esfuerzos normales y cortantes. Los esfuerzos son transitorios y cambian con el tiempo conforme la carga avanza. El esfuerzo cortante cambia de sentido conforme la carga pasa, provocando así una rotación de los ejes de esfuerzos principales. (Lekarp et al., 1997).

En la figura 2.5 se muestra una sección longitudinal de las capas de un pavimento, sobre la cual una carga se mueve a velocidad constante.

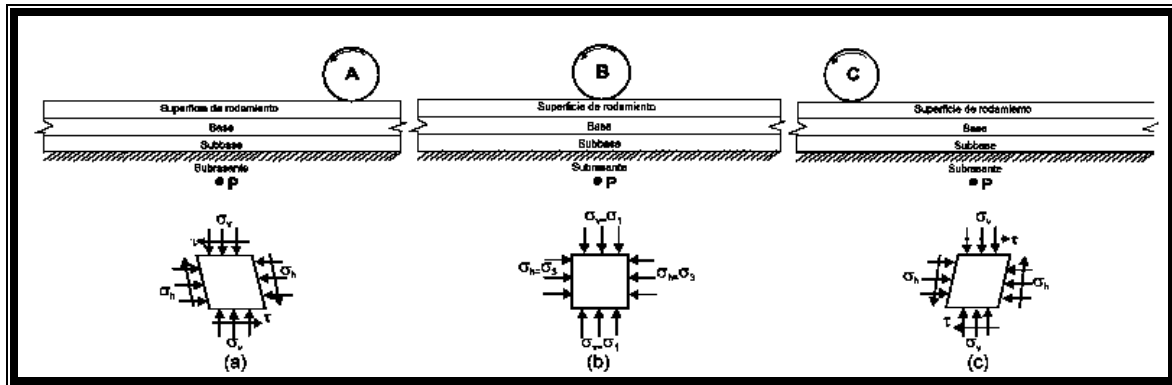


Fig. 2.5. Estado de esfuerzos en una sección longitudinal de un pavimento.

El estado de esfuerzos experimentado en el punto P, debido a una carga en el punto A es, que actúan tanto los esfuerzos cortantes como los esfuerzos normales (ver (a)), cuando la carga se mueve al punto B, los esfuerzos cortantes son nulos y únicamente actúan los esfuerzos normales (ver (b)), en este punto se tiene un estado triaxial de esfuerzos, debido a que sólo se presentan esfuerzos normales, por último, la dirección de los esfuerzos cortantes originados en el punto C, es contraria a la dirección de los esfuerzos originados en el punto A (ver (c)).

2.3.2.3 Esfuerzos que producen las cargas en función de su magnitud y tipología.

Los neumáticos de los vehículos se apoyan sobre el pavimento produciendo una huella de forma distinta para cada tipo de neumático, presión de inflado, carga por rueda, velocidad y estado de la superficie. Cuando está en movimiento, además de variar la forma de la huella, aparecen solicitaciones distintas a las verticales, que son las que existen cuando el vehículo está detenido o con movimiento uniforme: aparecen esfuerzos horizontales debido al rozamiento y a los cambios de trayectoria, succiones de agua contenida en la sección estructural y esfuerzos verticales de impacto por efectos del movimiento del vehículo y las irregularidades de la carretera.

Los esfuerzos horizontales de aceleración y frenado o en curvas de pequeño radio, que se pueden producir en zonas localizadas, influyen también en el estado de esfuerzos y deformaciones del pavimento. Cuando en la superficie de un pavimento se originan esfuerzos tangenciales, éstos deben ser resistidos por los 8 – 10 cm. superiores, pero en general no afectan a las capas inferiores. Por ello, la forma práctica con la que se resuelven estos problemas, es proyectando capas de rodadura cuya resistencia al esfuerzo cortante sea suficientemente alta para garantizar que no se produzcan rupturas o deformaciones.

Los efectos dinámicos de los vehículos en movimiento se transforman en impactos y vibraciones en los que intervienen el estado superficial del pavimento y el tipo de suspensión del vehículo. En general, los vehículos en marcha transmiten al neumático una carga de magnitud variable, según el movimiento oscilatorio de la masa suspendida, cuya frecuencia varía como la velocidad y tipo de pavimento. Los máximos pueden ser un superiores a los normales con carga estática. Este aumento de cargas refleja sobre pavimento en forma de presión de contacto y/o incremento de la superficie de rodada.

En la figura 2.6 que a continuación se muestra se puede distinguir que cuando la rueda cargada avanza, se producen pulsaciones de los esfuerzos verticales y horizontales, que acompañados de una doble pulsación del esfuerzo cortante con una señal contraria plano horizontal y vertical; se muestra la relación entre esfuerzo y tiempo. Refiriéndonos la figura anterior, se observa que a medida que el vehículo se va acercando al punto esfuerzo cortante se incrementa hasta llegar a un máximo para luego decrecer hasta un de cero, en ese momento el esfuerzo vertical es máximo; luego se incrementa nuevamente, pero ahora con signo contrario hasta lograr un máximo negativo, para después decrecer llegar a un cero; describiendo con este comportamiento una onda senoidal completa.

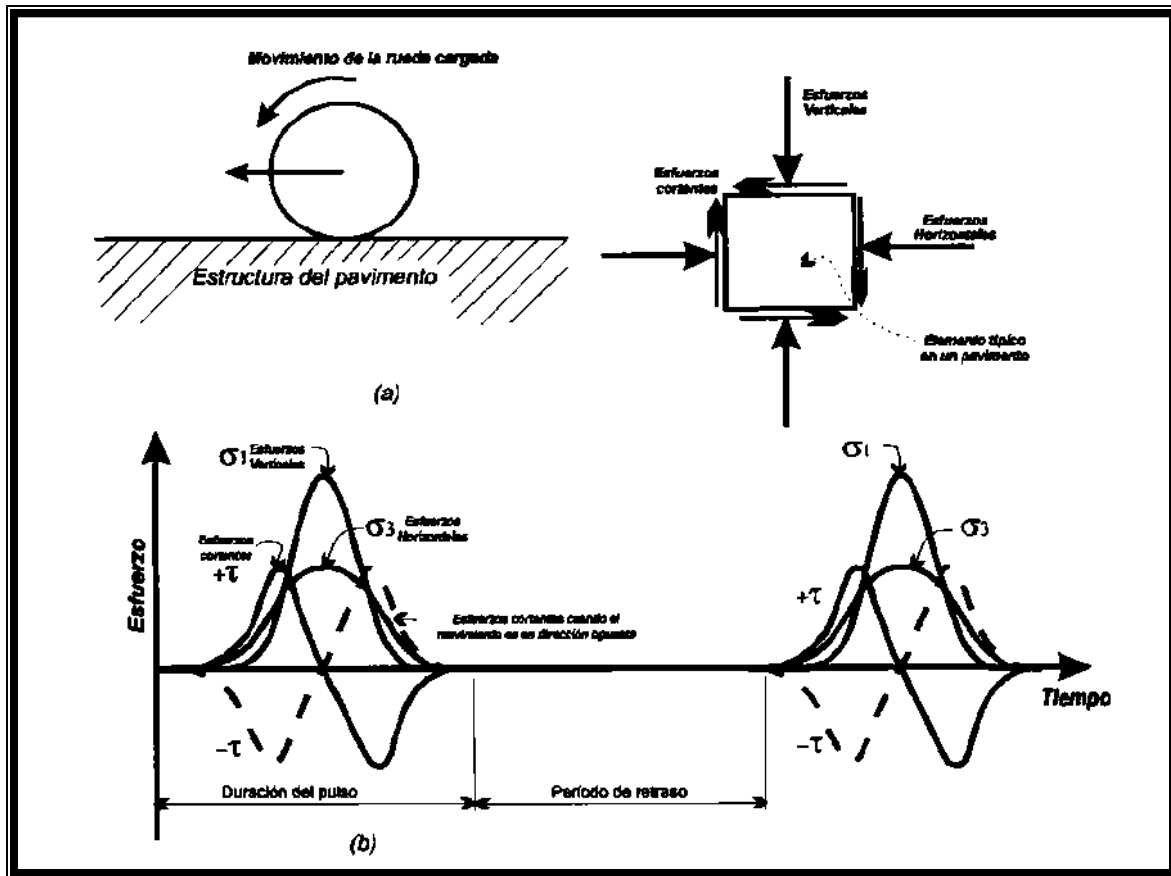


Fig.2.6. Estado de esfuerzos en un pavimento debido al movimiento de una rueda cargada.

Se puede apreciar el desarrollo de los esfuerzos verticales, horizontales y cortantes originados por las cargas del tráfico. El funcionamiento correcto del pavimento depende en gran medida de las propiedades mecánicas de los materiales.

El estado de esfuerzos descrito anteriormente se presenta en forma repetida cuando el paso de los vehículos se hace constante, este proceso depende de la acumulación de los ejes equivalentes

2.3.3 Factores que intervienen en la formación de roderas.

Existen una serie de factores que afectan o intervienen en la formación de las roderas o deformaciones plásticas permanentes de los pavimentos, los cuales se describirán a continuación. Cabe mencionar que se deben tener muy en cuenta estos factores al

momento de realizar el proyecto de las mezclas asfálticas y la construcción de los pavimentos flexibles.

a) Granulometría de los agregados pétreos.

Existe suficiente evidencia que indica que las granulometrías densas son las deseables en la elaboración de las mezclas asfálticas debido a que mitigan los efectos de las roderas. Cuando las mezclas asfálticas densas o de granulometrías continuas, se compactan propiamente se logran mezclas con menor porcentaje de vacíos y con mayores puntos de contacto entre las partículas que las mezclas de granulometría abierta.

Brown y Pell (1974) concluyeron que las mezclas abiertas o de granulometría discontinua exhiben una mayor susceptibilidad a las deformaciones plásticas y son aún más vulnerables a las roderas a temperaturas altas, que las mezclas densas o elaboradas con granulometrías continuas.

Elliot et al. (1991) revisaron en su estudio el efecto de la variación de la granulometría en la generación de roderas de un pavimento asfáltico. Utilizaron información de pruebas de fluencia para examinar los efectos de la vida relativa en términos del desarrollo de las roderas. Para llevar a cabo comparaciones se tomó como base una mezcla de trabajo que consiste en material que pasa la malla No. 4 y se retiene en la No. 10 de ASTM. La mezcla está compuesta de 18% de agregado granular, 37% de arena granular y 47% de arena fina. Estos porcentajes se utilizaron también para los demás variaciones de granulometrías (fina, granular, fina-granular, y granular-fina).

Los resultados mostraron que las granulometrías finas y granulares experimentaron profundidades de roderas de 7% a 10% mayores a las obtenidas para la mezcla de trabajo, mientras que las variaciones de granulometrías fina-granular y granular-fina, experimentaron profundidades de roderas de 13% a 19% mayores.

Harvey y Monismith (1993) analizaron el efecto de los tipos de agregado sobre la generación de deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Para dicho estudio se utilizaron dos tipos de agregados: granulometría con bajo contenido de finos (2.5%) y granulometría con contenido normal de finos (5.5%). La granulometría con contenido normal de finos tiene un tamaño máximo de agregados de 1". La granulometría con bajo contenido de finos es esencialmente la misma, con la variación del 3% en el contenido de finos. El efecto significativo en la deformación cortante permanente generado por la reducción en el contenido de finos en un 3% resultó sorprendente. Para el contenido bajo de finos se obtuvo un número de repeticiones promedio de 66,476, mientras que para el contenido normal de finos se presentó un valor promedio de 13,886, con lo que existe una diferencia del 131%.

b) Forma, tamaño y textura de los agregados pétreos.

Para una buena resistencia a las roderas, la textura de la superficie del agregado juega un papel extremadamente importante. Particularmente en espesores gruesos de capas de asfalto y en climas calientes o en donde se requiera textura superficial rugosa. La forma de la partícula es muy importante.

Uge y Van de Loo (1974) concluyeron que las mezclas asfálticas elaboradas con agregados angulares son menos susceptibles a las deformaciones plásticas que las mezclas asfálticas elaboradas con materiales con caras lisas o de canto rodado procedentes de río, sin triturar. En este estudio el efecto de la trituración en la textura superficial no fue definido, debido a que es muy difícil separar los efectos de la textura superficial y los de la forma, debido a las caras de fractura.

Uge y Van de Loo (1974), usaron ensayos laboratorio de deformación creep y encontraron que para las mismas curvas granulométricas, las estabilidades mayores de las mezclas se lograron con agregados pétreos procedentes de trituración y las que menos estabilidad presentaron fueron las que tenían agregados con caras más redondeadas.

Una composición intermedia, la cual solo tiene la fracción de arena triturada, funciona o se comporta aún mejor que la que la formulación en la cual sólo el agregado grande fue triturado. Con esto se indica que el contacto entre partículas es más importante y significativo que el grado de trituración.

Cuando se aumentan las presiones de inflado de los neumáticos, las cargas axiales y las repeticiones de carga, se tiende a emplear mezclas asfálticas con piedras de mayor tamaño. Davis (1988) aportó que los pavimentos asfálticos elaborados con asfaltos suaves, granulometrías con tamaños de piedra de 1.5 pulgadas o mayores, y bajo porcentaje de vacíos, presentan una importante resistencia a las deformaciones plásticas o roderas.

Monismith et al. (1994) señalaron que un cambio en la forma, tamaño y textura superficial de los agregados, genera a su vez una variación en la resistencia a las roderas. Así pues, el cambio de una forma redondeada a una angular, incrementa la resistencia de los pavimentos a la generación de roderas. Lo mismo sucede cuando se presenta un cambio de una textura suave a una rugosa, y cuando se incrementa el tamaño máximo de los agregados.

El esqueleto mineral contribuye a la componente elástica del material; su forma y textura influye en las propiedades elásticas de las mezclas asfálticas, así como la compactación, ya que un esqueleto mineral bien compactado tiene un mayor comportamiento elástico.

c) Contenido de polvo mineral (Filler) en la mezcla.

El polvo mineral junto con el ligante forman una masa asfáltica o mastico cuya calidad tiene una importancia fundamental en el comportamiento reológico, impermeabilidad, y durabilidad de la mezcla asfáltica. Los factores que intervienen para conseguir un buen mastico son diversos:

- La relación Polvo Mineral/Asfalto de manera que cuanto más alta es ésta relación, más elevada es la viscosidad de masa y más rígida es la mezcla.

- La Finura del Polvo Mineral y su afinidad por el agua. Estos dos factores están relacionados en muchos casos, pero también pueden ser bastante independientes. Cuando el polvo mineral tiene afinidad por el agua puede producirse una degradación, en el tiempo, de la estructura íntima de la mezcla que se pondría de manifiesto por una menor estabilidad, con riesgo de deformaciones inesperadas; y por una clara caída de la resistencia conservada en ensayo de inmersión – compresión. Con éste ensayo puede detectarse con aceptable precisión el riesgo de degradación de la mezcla por la acción del agua sobre sus componentes minerales más finos.

El riesgo de sensibilidad al agua del mortero de la mezcla puede deberse no solamente a la naturaleza del polvo mineral sino también a ciertas composiciones químicas de algunos asfaltos.

El polvo mineral tiene un papel fundamental en el comportamiento de las mezclas asfálticas por su elevada superficie específica, en función de su naturaleza, finura, actividad y proporción en la que entra a formar parte de la mezcla. Puede ser el contenido en los áridos procedente de la trituración de los mismos, un producto comercial de naturaleza pulverulenta como el cemento o la ceniza volante procedente de central térmica o un polvo en general calizo especialmente preparado para este fin.

El Polvo Mineral o Filler forma parte del esqueleto mineral y por lo tanto soporta las tensiones por rozamiento interno o por contacto entre las partículas, además cumple con las siguientes funciones:

- Rellena los vacíos del esqueleto de agregados gruesos y finos, por lo tanto impermeabiliza y densifica el esqueleto. Sustituye parte del asfalto o betún que de otra manera sería necesario para conseguir unos huecos en mezcla suficientemente bajos.

- Proporciona puntos de contacto entre agregados de mayor tamaño y los encaja limitando sus movimientos, aumentando así la estabilidad del conjunto.
- Facilita la compactación, actuando a modo de rodamiento entre los áridos más gruesos.
- Hace la mezcla más trabajable al envolver los áridos gruesos y evitar su segregación.

Las especificaciones suelen dar recomendaciones sobre si el polvo mineral de las mezclas asfálticas puede ser el propio de los agregados si es una calidad adecuada y suficiente a la requerida o debe ser necesariamente, en todo o en parte, de aportación; en cualquier caso, sea cual sea, debe tratarse de un material no plástico. En otras unidades de obra diferentes de las mezclas, esta fracción no se suele considerar separadamente del resto del árido fino y, por supuesto, es de la misma naturaleza.

d) Tipo de asfalto.

Cuando los ligantes asfálticos son poco viscosos, provocan que las mezclas asfálticas sean muy susceptibles a las deformaciones plásticas o a la formación de roderas, por eso se recomienda utilizar cementos asfálticos más duros (mayor viscosidad) en los climas cálidos para la construcción de pavimentos. (Monismith et al., 1985).

Un tipo de asfalto puede influir decisivamente sobre el comportamiento ante las deformaciones plásticas de una mezcla asfáltica en caliente. En una mezcla que contenga la misma granulometría y el mismo tipo de agregados pétreos, con un mismo contenido de asfalto e igual contenido de vacíos, puede ser resistente o no a las deformaciones plásticas en función de las propiedades del ligante asfáltico que se le añada a la mezcla aunque sea de similar penetración.

El punto de reblandecimiento puede valorar la aportación de los ligantes asfálticos convencionales a la resistencia a las deformaciones plásticas de las mezclas, pero no es válido cuando se incluyen asfaltos modificados. Los asfaltos modificados tienen una baja susceptibilidad térmica a la de los convencionales, lo que favorece su buen comportamiento ante las deformaciones plásticas.

El empleo de asfaltos de baja penetración y asfaltos modificados disminuyen el riesgo de las deformaciones plásticas.

La componente elástica del ligante asfáltico contribuye a aumentar el comportamiento elástico de la mezcla, de igual forma, el ligante influye decisivamente en la componente viscosa y su mayor presencia dentro de la mezcla hace que aumente esta componente. Corté et al. (1994) realizaron una serie de pruebas en la pista circular del Laboratorio Central des Ponts et Chaussées (LCPC), en Francia, con el fin de determinar el efecto del tipo de asfalto en la formación de roderas, y para esto utilizaron tres tipos de asfalto, un convencional 60/70, un asfalto modificado con polímeros SBS y un asfalto multigrado Shell, también utilizaron una capa muy delgada de asfalto sobre un material de módulo alto (asfalto duro de grado 10/20). Los resultados mostraron que los asfaltos modificados con polímeros, multigrados y duros, mejoran la resistencia a las deformaciones plásticas de una capa de pavimento.

e) Contenido de asfalto.

El contenido de ligante asfáltico o cemento asfáltico afecta la capacidad de la mezcla asfáltica de resistir las deformaciones plásticas. El Método Marshall y Hveem son los dos métodos generalmente utilizados para seleccionar de manera preliminar el porcentaje de cemento asfáltico.

Monosmith et al., (1988) recomendaron que la mezcla asfáltica debe tener un contenido asfáltico semejante al contenido de vacíos de aproximadamente 4%. Para excluir los problemas de inestabilidad de las mezclas asfálticas, recomendaron el mínimo absoluto

del 3% de vacíos en la mezcla. Este criterio debe necesariamente estar asociado con mezclas de adecuada estabilidad debido al empleo de agregados de alta calidad.

Mahboub y Little (1988) indicaron que grandes contenidos de asfalto producen bajos contenidos de vacíos en las mezclas y como consecuencia un incremento potencial en la susceptibilidad a la deformación plástica de la mezcla. Ellos propusieron que la reducción en contenido de vacíos en la mezcla es resultado del incremento en el contenido de asfalto indicaron que el espacio destinado a los vacíos es rellenado con el ligante asfáltico. Introducir a la mezcla un contenido de asfalto mayor al debido, es equivalente a introducir lubricante entre las partículas de agregado y por otro lado se ajusta en gran medida la red de contenido de vacíos. Este fenómeno causa que la mezcla con alto contenido de asfalto sea también muy susceptible a las roderas.

f) Contenido de vacíos en el agregado mineral.

Cooper, Brown and Pooley (1985) concluyeron que la buena resistencia a la deformación plástica de las mezclas requieren bajo contenido de vacíos en el agregado mineral (VAM) y que la granulometría deseada para mínimos contenidos de VAM puede ser determinada usando ensayos a agregados secos. Sin embargo se debe tener precaución que contenga la mezcla el mínimo contenido de vacíos teórico en el agregado mineral. Pudiera ser no deseable que no hubiera suficientes vacíos en el agregado mineral, con esto se asegura que la cantidad de ligante asfáltico sea satisfactoria.

Kandhal y Mallick (2001) observaron en su estudio el efecto de los vacíos en el agregado mineral (VAM) sobre el potencial de generación de roderas en las mezclas asfálticas, Utilizando el analizador de pavimentos asfálticos APA sobre mezclas que contienen distintos tipos de agregados (calizas, granitos, entre otras), y concluyeron que el efecto de este factor está asociado con el espesor de la capa asfáltica. Un incremento en los vacíos y en el espesor de la capa de mezcla asfáltica causa un incremento en las deformaciones permanentes para mezclas de granito y caliza, mientras que causa un decremento en las deformaciones de mezclas que contienen agregados de gran tamaño.

g) Contenido de vacíos en la mezcla asfáltica.

Se ha mencionado que reduciendo en un cierto valor limitado el contenido de vacíos en la mezcla asfáltica, se incrementa la resistencia ante las roderas. En el campo, el porcentaje de vacíos aceptable en una mezcla (4.5%), es generalmente alcanzado con energía de compactación.

Uge y Van de Loo (1974) encontraron que los desplazamientos relativos de las partículas minerales ocurren cuando la mezcla asfáltica es manejada a altas temperaturas (durante la extensión y compactación de la mezcla) o en moderada temperatura, pero también bajo cargas prolongadas sucede de la misma naturaleza. Por consiguiente para minimizar la propensión ante las roderas, ellos recomendaron el uso de mezclas ásperas (que afecta en cierto modo a la trabajabilidad) y rodillos pesados para su compactación. Dicha combinación da como resultado un esqueleto mineral muy estable y un incremento en la fricción interna. Concluyeron que las mezclas ásperas son enormemente resistentes a las deformaciones plásticas después de compactarlas cuando se ha colocado la capa.

Monismith et al. (1994) observaron que un incremento en el contenido de vacíos en la mezcla, provoca un decremento en la resistencia de la mezcla a la deformación plástica. Se realizaron diversas pruebas de compresión axial con fluencia, y aunque las mezclas se comportaban de manera distinta significativamente, su módulo instantáneo era muy similar. Por último, las mezclas con bajo contenido de vacíos se comportaron mejor que las mezclas con altos contenidos de vacíos.

Linden y Van Der Heide (1987), enfatizaron la importancia de la compactación concluyeron que el grado de compactación es uno de los principales parámetros de calidad de las mezclas en el lugar, especialmente para diseños críticos (como por ejemplo un bajo contenido de asfalto pensado para aumentar la resistencia a las roderas). El buen diseño y producción de la mezcla aumenta la durabilidad y las propiedades mecánicas de las mezclas, sin dejar de lado su correcta compactación.

Se tiene que mencionar que la compactación es un factor crítico en la preparación de especímenes para evaluación en el laboratorio. Se debe tratar de simular y reproducir en la medida de lo posible, la compactación que se lleva a cabo en campo en condiciones reales.

En los casos el diseño de mezclas se deben incluir parámetros sobre los porcentajes mínimos y máximos aceptables referentes al contenido de vacíos tanto en la mezcla como en el agregado mineral para poder garantizar un funcionamiento adecuado del pavimento durante el periodo de servicio.

h) Cargas por eje equivalente de los vehículos y presión de contacto de los neumáticos con el pavimento.

Las cargas de los vehículos se transmiten al pavimento por medio de los neumáticos, el área de contacto es muy importante, la presión de contacto, depende de la presión de inflado de los neumáticos, como se ha dicho, la presión de contacto es más grande que la presión de la llanta, para presiones bajas de la llanta y la presión de contacto es más pequeña que la presión de la llanta, para presiones altas de las llantas. Las presiones altas de contacto sobre los pavimentos están directamente relacionadas con los valores de las cargas por eje de los vehículos, lo que conlleva a la formación de roderas son presiones altas de contacto sobre los pavimentos.

Monosmith et al (1994) realizaron un proyecto con el Strategic Highway Research Program (SHRP) en donde analizaron el efecto del estado de esfuerzos sobre el comportamiento de las mezclas asfálticas con respecto a las deformaciones plásticas. Durante una serie de ensayos que tenía como fin observar el comportamiento de las mezclas asfálticas bajo distintas condiciones, esto es, utilizando dos niveles de esfuerzo, uno alto y otro bajo, al final se determinó que un incremento en la presión de contacto de los neumáticos con el pavimento produce un decremento en la resistencia de las mezclas asfálticas ante las deformaciones plásticas.

i) Número de repeticiones de carga.

Monosmith et al (1994) observaron que un aumento en el número de repeticiones de carga establece una disminución en la resistencia de los pavimentos a la generación de deformaciones plásticas, es decir, cuando se incrementa el número de repeticiones de carga, el pavimento es más susceptible a sufrir este tipo de deterioro. Cada paso de los neumáticos por un punto sobre el pavimento, se puede considerar como un pulso de carga, si la mezcla asfáltica está a una temperatura relativamente alta, esta condición le permite comportarse de una manera viscoelastoplástica ante las sollicitaciones del tráfico, cada pulso de carga, se irá acumulando permanentemente lo que generará las roderas.

j) Empleo de modificadores asfálticos.

El empleo de modificadores asfálticos, favorece de manera muy considerable el comportamiento de las mezclas, aumentan la resistencia a las altas temperaturas, lo que conduce a que las mezclas se comporten elásticamente, recuperando todas las deformaciones inducidas por las cargas del tráfico, evitando la formación de roderas.

Stephens (1982) indicó que las mezclas asfálticas con contenido de caucho tienen una baja resistencia estática a la fluencia comparadas con las mezclas convencionales, y esta diferencia es más pronunciada para altas temperaturas de prueba. Stephens también encontró que las mezclas con caucho fino reciclado tienen mejor resistencia que las mezclas con cauchos granulares. Sin embargo, los resultados de las pruebas de fluencia dinámica indican que las mezclas modificadas tienen una mayor resistencia a la deformación plástica permanente que las mezclas convencionales. Estos estudios mostraron que bajo carga constante las mezclas modificadas se deforman más rápidamente que las mezclas convencionales, mientras que bajo carga repetida las mezclas modificadas se deforman menos que las convencionales.

Hanson et al. (1991) realizaron una evaluación y caracterización de pavimentos flexibles, elaborados con mezclas modificadas con caucho. Utilizando secciones de prueba,

hicieron mediciones a lo largo de dos años para ver el comportamiento de las mezclas bajo deformación plástica permanente. En las pruebas de deformación plástica permanente realizadas sobre corazones extraídos en campo, se observó que las mezclas convencionales se deforman más rápido que las mezclas modificadas con el uso de caucho. Sin embargo, las probetas preparadas en el laboratorio indicaron que no existe una diferencia entre las mezclas convencionales y las modificadas, estadísticamente hablando.

Kroutz y M. Stroup - Gardiner (1992) realizaron estudios con el fin de observar el comportamiento de mezclas asfálticas modificadas con caucho reciclado. Utilizando pruebas de carga estática y de carga repetida, analizaron la respuesta a la deformación permanente de dichas mezclas. Las conclusiones indicaron que la adición del caucho reciclado genera mezclas que exhiben menos deformación permanente a altas temperaturas, comparadas con mezclas que no recibieron algún tipo de tratamiento.

Stuart (1993) analizó el efecto que presenta la utilización de modificadores sobre las deformaciones permanentes en las mezclas asfálticas. Realizó una comparación entre las propiedades de una mezcla que contenía asfalto AC-20 y otros asfaltos que contenían diferentes tipos de modificadores. La información obtenida sobre viscosidad y penetración de los ligantes indican que los tres modificadores químicos pueden ser más rígidos para temperaturas altas en el pavimento y más suaves para temperaturas más bajas que para el caso de los pavimentos que no incluyen modificadores asfálticos. Las deformaciones permanentes fueron medidas mediante pruebas de fluencia utilizadas para evaluar la susceptibilidad de las mezclas a las roderas. Los tres modificadores químicos presentaron resultados mostrando un decremento en las deformaciones con un promedio de 25%.

Kamel y Miller (1994) realizaron un estudio para observar el efecto de los modificadores sobre las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas. Emplearon tres tipos de asfaltos: uno convencional, uno modificado con polímeros, y un asfalto modificado sin el uso de polímeros llamado Premium. En términos de comportamiento, los asfaltos

modificados mostraron una mayor resistencia a las roderas comparado con los valores obtenidos para un asfalto convencional. Al inicio de las pruebas, el comportamiento de los tres pavimentos fue excelente, empezando a observarse diferencias en el comportamiento con el cambio de ciclos de carga de 10,000 a 20,000 cuando el pavimento convencional empezó a mostrar deterioros en una forma acelerada. A medida que se aplicaron más cargas, el comportamiento de las mezclas modificadas con asfaltos fue notoriamente superior, y ambas mezclas modificadas tuvieron un comportamiento muy similar durante toda la prueba. Debido a las deformaciones excesivas presentadas en el pavimento convencional, la prueba se terminó después de los 300,000 ciclos de carga. Las pruebas para los otros dos tipos de pavimentos (modificados) duraron hasta los 900,000 ciclos de carga. Se comparó el número de ciclos necesarios para causar una deformación permanente de 26 mm., en cada uno de los tres pavimentos y resultó muy evidente que los pavimentos modificados incrementaron significativamente la capacidad de carga de las secciones analizadas.

Monismith et al. (1994) comentaron que los modificadores pueden ser utilizados para incrementar la rigidez de las mezclas asfálticas a temperaturas crítica, reduciendo la susceptibilidad ante la formación de roderas. Asimismo, investigaron la influencia de los modificadores sobre las características de deformación plástica de mezclas definidas por la prueba de cortante simple con carga repetida.

Rebala y Estakhri (1995) observaron que mediante la incorporación de caucho al asfalto a temperaturas altas (vía húmeda) se producen mezclas asfálticas que inhiben el agrietamiento y pueden inhibir las roderas. Cuando se agrega el caucho como parte de la granulometría (vía seca) también se producen mezclas resistentes a la formación de roderas pero pueden tener efectos adversos en el agrietamiento. En el proceso de vía seca, el caucho existe como partículas separadas, dichas partículas en el asfalto normalmente intensificarán la propensión al agrietamiento pero podrán aumentar la resistencia a las roderas.

k) Temperatura medioambiental.

Es conocido el hecho de que la temperatura medioambiental elevada, reblandece el asfalto de las mezclas en los pavimentos, ocasionando una enorme susceptibilidad a sufrir deformaciones plásticas, debido a que la mezcla presenta un comportamiento muy viscoso, que la hace fluir y desplazarse con mucha facilidad.

La temperatura medioambiental por lo tanto, es un factor que influye de una manera muy importante en las deformaciones plásticas de los pavimentos, porque permite que una mezcla asfáltica se comporte de manera viscosa o elástica.

Monismith et al. (1994) observaron que un incremento en la temperatura de prueba de las mezclas asfálticas, genera un decremento en la resistencia a la generación de roderas.

l) Agua.

El agua puede aumentar la susceptibilidad de una mezcla asfáltica a las deformaciones plásticas permanentes. Los efectos del agua pueden ser considerados en la fase inicial de diseño de las mezclas o como una parte del proceso de evaluación de las mezclas. Cuando existe una modificación de la estructura de pavimento de estado seco a húmedo, se presenta una disminución de la resistencia de la mezcla.

Terrel et al. (1993) realizaron un estudio en la Universidad del Estado de Oregon en E.U.A., donde se demuestra que la propensión a las roderas de las mezclas asfálticas se incrementa significativamente si está sujeta a saturación sostenida de agua. Los resultados fueron obtenidos a partir de ensayos de cortante simple en mezclas antes y después de someterlas a la acción del agua. El incremento en las roderas que podría ocurrir in situ pueden ser estimadas utilizando el procedimiento presentado por el programa SHRP.

	FACTOR	CAMBIO DEL FACTOR	EFFECTO SOBRE LA RESISTENCIA AL AHUELLAMIENTO
AGREGADO	Textura superficial	Lisa a rugosa	Incremento
	Granulometría	Discontinua a continua	Incremento
	Forma	Redondeada a angular	Incremento
	Tamaño	Aumento del tamaño máximo	Incremento
LIGANTE ASFÁLTICO	Modulo de rigidez	Incremento	Incremento
MEZCLA ASFÁLTICA	Contenido del ligante	Incremento	Disminuye
	Contenido de vacíos de aire	Incremento	Disminuye
	Contenido de vacíos en el agregado mineral	Incremento	Disminuye
	Método de compactación	Vibratorio o por amasado	Cambio en la estructura
CONDICIONES DE ENSAYO	Temperatura	Incremento	Disminuye
	Estado y Nivel de tensiones	Incremento en la presión de inflado de los neumáticos o del nivel de tensiones	Disminuye
	Presencia de humedad	Seco a saturado	Disminuye si la mezcla es sensible al agua

Tabla.2.1 Factores que afectan a las deformaciones plásticas en las mezclas asfálticas.

El procedimiento para evaluar la deformación permanente, se basa en establecer para cada componente de la estructura del camino, y en especial para la subrasante, una ecuación en donde intervengan, los factores que afectan a la deformación plástica.

$$\epsilon_{pi} = f(\sigma_{ij}, N, P_{ij})$$

Donde:

ϵ_{pi} : deformación específica permanente

σ_{ij} : estado de tensiones impuesto

N: número de repeticiones de ese estado de tensiones

P_{ij} : propiedades del material

2.3.4 Modelos matemáticos

Por la necesidad de desarrollar metodologías innovadoras para evaluar el comportamiento que presentan los pavimentos al la deformación plástica, se ha logrado vincular el cálculo de las deformaciones y tenciones de las distintas capas de la estructura de un pavimento, con modelos de comportamiento de la deformación permanente, o la velocidad de desarrollo de esta, en función de el estado de tensiones, número de repeticiones, además de la temperatura y propiedades del material.

Numerosos modelos de deformación permanente o la velocidad de acumulación de esta han sido propuestos por diferentes investigadores. En muchos de los casos, estos modelos matemáticos son ecuaciones obtenidas por la correlación con ensayos de laboratorio o análisis de tramos en servicio. Algunos de los modelos se presentan en la Tabla 4.2.

Autor(es)	Ecuación de la deformación plástica permanente	Variables del modelo	Fundamento del modelo
Lai y Anderson (1973)	$\varepsilon_{vp} = a(\sigma)t^b$	ε_{vp} = Deformación viscoplástica t = Tiempo $a(\sigma) = b_1\sigma + b_2\sigma^2$ σ = Esfuerzo de fluencia b, b_1, b_2 = Constantes de regresión	Ensayo de Fluencia Uniaxial
Van de Loo (1976)	$\varepsilon_p = c\sigma N^a$	ε_p = Deformación axial permanente σ = Nivel axial de esfuerzos (103.5KPa) N = Numero de aplicaciones de carga a, c = Constantes	Ensayo de Fluencia Axial
Kirwan, Snaith y Glynn (1977)	$\varepsilon_n = A\Delta^b$	ε_n = Deformación axial permanente inducida después de un tiempo transcurrido N . A = Constante que está en función del material y del tiempo transcurrido. b = Constante para el material Δ = Esfuerzo a la compresión axial aplicado.	Ensayo Uniaxial de Compresión Dinámica
Monismith, Inkabi, Freeme, McLean (1977)	$\varepsilon_z^p = \left[\delta(T) N^\alpha \bar{\sigma}^{-n-1} t \right] * \left[\sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y) \right]$	ε_z^p = Deformación permanente vertical $\delta(T)$ = Constante en función de la temperatura. α = Coeficiente determinado experimentalmente. N = Número de repeticiones de esfuerzos. $\bar{\sigma}$ = Esfuerzo equivalente definido como función de $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ t = Tiempo de carga.	Ensayo de compresión Triaxial de Carga Repetida y considera la carga axial del tránsito y la distribución lateral
Meyer y Haas (1977)	$\varepsilon_p = f(\sigma_1, \sigma_3, T, AV, N) \pm E$	ε_p = Deformación axial permanente σ_1 = Esfuerzo vertical σ_3 = Esfuerzo lateral T = Temperatura AV = Contenido de vacíos N = Numero de aplicaciones de carga E = Error de estimación	Ensayos de Carga Triaxial repetida
Kenis (1977)	$\varepsilon_p(N) = e\mu N^{-\alpha}$	$\varepsilon_p(N)$ = Deformación permanente por pulso $\alpha = 1 - S$ S = Pendiente de la línea en un trazo log - log de la deformación permanente contra N e = Deformación de la carga pico senoidal para un pulso de carga de duración $d = 0.1$ segundos $\mu = \frac{IS}{e}$ I = Intercepción	Ensayo de Carga Uniaxial Repetida.

Francken (1977)	Para Esfuerzos altos $\varepsilon_p(t) = At^B + C(\exp Dt - 1)$ Para Esfuerzos bajos $\varepsilon_p(t) = At^B$	$\varepsilon_p(t)$ = Deformación permanente A, B, C, D = Parámetros $A = 115 (\sigma_1 - \sigma_3) / E^*$ $B = 0.182 + 0.294 (\sigma_{VM} - \sigma_{VL})$ σ_{VM} = Esfuerzo máximo σ_{VL} = Umbral de la falla plástica t = Tiempo σ_1 = Esfuerzo vertical σ_3 = Esfuerzo lateral E^* = Módulo	Ensayos Triaxiales Dinámicos
Huschek (1977)	$\varepsilon_{irr} = c * \sigma t^A$ $\varepsilon_{irr}(T, \Delta t_1, t) = \frac{\sigma \Delta t_1}{[\eta(T, t)]}$ $\eta(T, t) = \frac{t^{1-A}}{(c * \Delta)}$	ε_{irr} = Deformación permanente c = Constante A = Característica de consolidación σ = Nivel de esfuerzos η = Viscosidad T = Temperatura. Δt_1 = Tiempo de carga	Ensayos de Fluencia Uniaxial y de fluencia con carga cíclica
Thrower (1977)	$\varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{2\eta} i \neq j$ $\varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_m}{3\chi} + \frac{(9\sigma_{ij} - \sigma_m)}{18\eta}$	ε_{ij} = Índice de deformación σ_{ij} = Estado de esfuerzos σ_m = Esfuerzo isotrópico medio χ = Coeficiente de velocidad cortante η = Coeficiente de viscosidad volumétrica	Teoría de la Viscoelasticidad
Battiato et al. (1977)	$J(t) = J_1 t^\alpha$ $u_{ik}^{perm} = \frac{1}{\eta_s} g_{ik}(y, z)$	J(t) = Función de relajación de fluencia t = Tiempo J_1 = Parámetros de fluencia cortante α = Pendiente de la línea en un trazo log – log entre J(t) y el tiempo. u_{ik}^{perm} = Deformación permanente. η_s = Viscosidad cortante del elemento de Maxwell en series. $g_{ik}(y, z)$ = Función de tensor.	Ensayos de Fluencia Uniaxial
Celard (1977)	$\ln(\varepsilon) = A + B * \ln(\sigma_{vm}) + C * \sigma_H + D * T$	ε = Índice de deformación permanente σ_{vm} = Esfuerzo de compresión vertical σ_H = Esfuerzo de compresión horizontal A, B, C, D = Coeficientes T = Temperatura	Ensayos Dinámicos de Fluencia.
Brown y Bell (1979)	$\varepsilon_p = \left(\frac{q}{a}\right)^b (N)$	ε_p = Deformación cortante permanente q = Esfuerzo desviador a, b = Constantes N = Número de aplicaciones de carga	Ensayos de Carga Axial Repetida
Verstraeten, Romani y Veverka (1977)	$\varepsilon_p(t) = A \left(\frac{t}{10^3}\right)^B = \frac{c(\sigma_1 - \sigma_3)}{ E^* * \left(\frac{t}{10^3}\right)^B}$	$\varepsilon_p(t)$ = Deformación permanente en un tiempo t (en segundos) A = Coeficiente que depende de la composición de la mezcla y de las condiciones experimentales (esfuerzos, frecuencia, temperatura); éste caracteriza la susceptibilidad de la mezcla a la formación de roderas B = Coeficiente que varía entre 0.14 y 0.37 $C = f \left[\frac{V_b}{V_b - V_v} \right]$ E^* = Módulo de la mezcla σ_1 = Amplitud del esfuerzo vertical σ_3 = Esfuerzo lateral V_b = Volumen del asfalto V_v = Volumen de vacíos	Ensayos Triaxiales Dinámicos.

Uzan (1982)	$\varepsilon_p(N) = \varepsilon_r \mu N^{-\alpha}$	$\varepsilon_p(N)$ = Deformación permanente para ε_r = Deformación resiliente N = Número de repeticiones α, μ = Características del material basadas en los coeficientes de intercepción y pendiente	Ensayos de Carga Repetida
Tseng y Lytton (1986)	$\varepsilon_a = \varepsilon_0 \exp \left[- \left(\frac{\delta}{N} \right)^b \right]$	ε_a = Deformación permanente N = Ciclos de carga ε_0, δ, b = Parámetros de regresión	Ensayos de Carga Repetida
Khedr (1986)	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A_a N^{-m}$	ε_p = Deformación axial permanente N = Número de ciclos de carga A_a = Función de las propiedades del material. m = Parámetro del material.	Ensayos de Multi – Etapas Dinámicas.
Mahboub y Little (1988)	$\frac{\varepsilon_{vp}}{N} = a \sigma^b$	$\frac{\varepsilon_{vp}}{N}$ = Deformación viscoplástica por ciclo acumulada. σ = Esfuerzo cíclico pico. a, b = Parámetros de regresión. N = Número de repeticiones de carga	Ensayos de Fluencia Uniaxial
Leahy (1989)	$\varepsilon_p = f(T, \sigma_d, N, V_{air}, \eta_{asp}, P'_{wasp})$	ε_p = Deformación plástica T = Temperatura σ_d = Esfuerzo desviador V_{air} = Volumen de aire η_{asp} = Viscosidad del asfalto P'_{wasp} = Contenido efectivo de asfalto N = Número de repeticiones de carga	Ensayos Axiales de Carga Repetida y Fluencia

Tabla.2.2 Modelos matemáticos de predicción de deformaciones plásticas en las capas de mezcla asfáltica de un pavimento.

Capítulo

3

Equipos para Medición de Deformación Permanente

3.1 Ensayos de laboratorio que permiten evaluar las deformaciones permanentes en las capas del pavimento asfáltico.

Como se mencionó anteriormente, la deformación permanente en las mezclas asfálticas, es una combinación de la densificación, deformación por corte de las mismas bajo la acción de las cargas dinámicas provocadas por el tránsito, el clima, y puede ser estimado a través de distintas ecuaciones constitutivas que se alimentan por datos obtenidos de distintas líneas de trabajo que pueden complementarse entre sí como:

1. Pistas de ensayo a escala natural y/o equipamientos especiales sobre rutas reales (equipos simuladores de tránsito pesado) o tramos experimentales.
2. Ensayos de laboratorio y obtención de coeficientes de ajuste con respecto al comportamiento de la estructura real.
3. Análisis de datos de rutas reales, obtenidos del seguimiento periódico de tramos en servicio

Los ensayos de laboratorio tienen la finalidad de tratar de reproducir al máximo posible, lo que ocurre en un pavimento cuando se le aplican las cargas, se pueden evaluar deformaciones bajo condiciones de temperatura, humedad, esfuerzos y condiciones generales de los materiales y al final se puede obtener un dictamen en el que se puedan analizar las características y comparar con los requisitos o normas fijadas.

Estos ensayos ayudan a que los pavimentos puedan ser previamente analizados antes de su colocación, o bien después de su colocación, y existen unos ensayos más aproximados a la realidad que otros. A continuación se mencionarán detalladamente algunos de los tipos de ensayos que más se utilizan.

1. Ensayo de creep en compresión axial y triaxial
2. Ensayo de creep en compresión axial y triaxial con carga pulsante
3. Ensayo en compresión triaxial con carga dinámica
4. Ensayo de tracción indirecta por compresión diametral con carga pulsante
5. Ensayo de corte simple
6. Ensayos de pista o Wheel-tracking tests

Los primeros 5 son ensayos que permiten encontrar ecuaciones en función de los estados de tensión para distintas condiciones de servicio, y tienen la ventaja de que son reproducibles en cualquier laboratorio, pero alguno de sus equipos son de elevado costo y de difícil operación en la ejecución de los ensayos, mientras que los ensayos de pista, tienen la desventaja de que existen una gran variedad de diseños y no es factible comparar la magnitud de deformación entre ellos, aunque sus resultados permiten para un solo equipo establecer una clasificación de la deformación permanente de las distintas mezclas ensayadas. Tienen la desventaja de que no permiten predecir el ahuellamiento que se va a producir en la capa de concreto asfáltico a lo largo del tiempo, pero resultan más económicos y más fáciles de operar que los anteriores además de que permite optimizar el diseño de la mezcla asfáltica.

3.1.1 Ensayo de creep estático en compresión axial y triaxial

Este ensayo ha sido muy utilizado para evaluar las características de las mezclas asfálticas y sus resultados fueron usados en varios métodos de predicción de la deformación plástica. Es uno de los ensayos mas ampliamente usados debido a su simplicidad, y sus resultados expresan la evolución de la deformación específica permanente en función del tiempo, para una carga aplicada y temperatura de ensayo.

Un grupo de investigadores liderado por Van de Loo, en los laboratorios de Shell en Ámsterdam, son los que mas han usando esta práctica y es la que adopta el Método de Diseño de Pavimentos Flexibles de Shell.

La prueba consiste en someter a las probetas Marshall a un ensayo de compresión vertical con carga estática, sin confinamiento lateral, para condiciones previamente fijadas de carga y temperatura. Los resultados solamente permiten comparar el comportamiento de las mezclas ante la deformación acumulada, pero no se encontró un modelo para predecir el ahuellamiento.

3.1.2 Ensayo de creep en compresión axial y triaxial con carga pulsante

Utilizado para la medición de la respuesta de la mezcla asfáltica con carga repetida (con determinada frecuencia de tiempo). Existe una gran variedad de sistemas de carga, desde el tipo mecánico, neumáticos y hasta electro-hidráulicos. Los sistemas más sofisticados son capaces de:

- Aplicar cargas repetidas tanto axial como lateral, en fase una con otra, aplicando pulsos de carga de distintas formas, en un rango de 0.01 a 1 segundo de aplicación de carga
- Aplicar carga axial tanto en compresión como en tracción
- Incorporar periodos de descanso entre ciclos de sollicitación
- Medir la deformación permanente y resiliente horizontal y vertical
- Medir la temperatura con una tolerancia de $\pm 0.3^{\circ}\text{C}$

Se puede decir que en general, los ensayos de carga repetida son más representativos y sensibles para la formulación de las mezclas asfálticas que los de carga estática.

3.1.3 Ensayo en compresión triaxial con carga dinámica

Estos ensayos aplican una carga sinusoidal en forma dinámica, para un rango de frecuencias. Permiten determinar sobre una probeta cilíndrica de mezcla asfáltica, las propiedades dinámicas como de creep. Los ensayos triaxiales dinámicos, también permiten la determinación de propiedades fundamentales como los módulos dinámicos y el ángulo de fase en función de la frecuencia de la carga, el número de ciclos aplicados y la temperatura de ensayo. El ensayo ha sido ampliamente utilizado debido a que aplica un estado uniforme de tensiones sobre la probeta, admite la aplicación y combinación de un

amplio rango de presiones de confinamiento y de tensores desviadores permitiendo reproducir gran parte de los estados de tensiones in situ, sus limitación son para reproducir los estados de tensión de la capa de rodamiento, pero relativamente es fácil de utilizar.

3.1.4 Ensayo de tracción indirecta por compresión diametral con carga pulsante

Es un ensayo que ha alcanzado un gran desarrollo al nivel de la técnica vial mundial. El ensayo estaba destinado originalmente a la tracción del concreto hidráulico, pero fue adoptado para la determinación de modulo de deformación y resistencia a la fatiga de las mezclas asfálticas.

Las razones por la que se implemento esta aplicación son:

- Es sencillo de efectuar y de fácil implementación
- Las probetas requeridas son comunes a las de otros ensayos (Marshall), pudiendo utilizarse tanto en muestras obtenidas de un camino o elaboradas en el laboratorio.
- Posee buena repetibilidad con bajo coeficiente de variación de sus resultados
- Pueden realizarse ensayos con cargas repetidas o con carga estática.

Si bien es una herramienta útil para la obtención de módulos y vida fatiga de mezclas asfálticas, no sería apropiada para la caracterización a deformación permanente, principalmente cuando la temperatura o carga de ensayo produce deformaciones importantes sobre la probeta. Este hecho hace que las tensiones actuantes no sean constantes y por lo tanto se dificulta relacionar una deformación permanente con un nivel de tensiones dado.

3.1.5 Ensayo de corte simple

Este ensayo ha sido muy empleado en Mecánica de Suelos, para la determinación de las propiedades al corte de los suelos. Para mezclas asfálticas su uso se justifica cuando la causa predominante del ahuellamiento es la fluencia plástica de corte. El equipo más apropiado es el que permite cargas repetidas o dinámicas sobre un rango de frecuencias que permitan además la determinación de módulos de corte resiliente y dinámico.

Si bien es hasta el momento poco el uso de esta técnica de ensayo, es aplicable para establecer las propiedades de las mezclas asfálticas al ahuellamiento, ya que es provocado principalmente por la fluencia plástica por corte.

Monishmith y otros investigadores han utilizado esta técnica para comparar la respuesta del comportamiento de las mezclas asfálticas compactadas por amasado (compactador kneading, Fig. 3.1)



Fig. 3.1 Compactador Kneading

3.1.6 Ensayos de Pista o Wheel-Tracking Tests

Los ensayos de Pista se encuentran dentro de los ensayos de simulación. Para alcanzar una validez correcta entre lo que sucede en el laboratorio y en el campo, el ensayo debe de reproducir la condiciones de tensiones que se desarrollan dentro de un pavimento y para un rango de temperaturas amplio, que permita abarcar condiciones desfavorables del orden de los 60 °C.

El procedimiento general de ensayo consiste en medir la velocidad de deformación o la deformación vertical que se produce en un espécimen de mezcla asfáltica, prismático o cilíndrico, ante la aplicación de una carga dinámica, mediante una rueda cargada.

De los ensayos denominados máquinas de pista (wheel tracking), los Laboratorios de Puentes y Carreteras en Francia diseñaron un prototipo, siendo pioneros en esta área. En el estado de Georgia, Estados Unidos, se diseñó una máquina de pista conocida como Georgia Loaded Wheel Tester. Así como estos casos, también existen versiones de máquinas de pista en varios países las cuales son empleadas en el diseño y control de mezclas asfálticas; entre ellas se pueden mencionar la versión española diseñada por el Laboratorio de Transporte y Mecánica de Suelos "José Luís Escario", la máquina de pista diseñada en la Universidad de Purdue en Indiana, Estados Unidos, la máquina diseñada por la Universidad de Nottingham en Inglaterra y la máquina de pista de Hamburgo, Alemania.

Las características de los equipos difieren de acuerdo a su origen. A continuación se presentan algunos equipos del tipo Wheel-Tracking tests mas difundidos.

3.1.6.1 Georgia Loaded Wheel Tester (GLWT).

El GLWT (Fig. 3.2) fue desarrollado a mediados de los 80's en Georgia a partir de modificaciones introducidas a un modelo diseñado por C.R. Benedict de Benedict Slurry Seals. Inc., para ensayar lechadas de asfalto, con fines de elaborar un equipo que permitiera realizar ensayos de medición de ahuellamiento en laboratorio así como también control de calidad en obra de mezclas asfálticas en caliente.

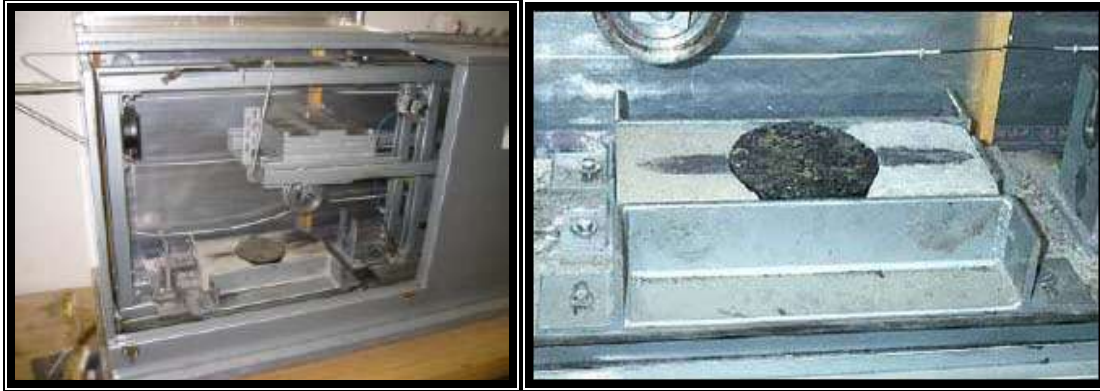


Fig. 3.2 Georgia Loaded Wheel Tester (GLWT)

Utiliza muestras cilíndricas (de 15 cm. de diámetro x 7.5 cm. de altura) o una muestra rectangular (12.5 cm. de ancho x 30 cm. de largo x 7.5 cm. de altura) compactadas por distintos métodos y con contenidos de vacíos de 4% ó 7%.

La metodología empleada consiste en la aplicación de una carga de 455N, a través de una rueda metálica, que se apoya sobre una manguera neumática presurizada a 690 kPa, ubicada sobre la muestra, donde a partir de un movimiento de ida y vuelta (1 Ciclo), simula la circulación vehicular, y permite la medición del ahuellamiento, en particular a los 8000 ciclos, para condiciones dadas de temperatura, que oscilen entre los 35 °C y lo 60 °C. La velocidad de la rueda es de 55.55 cm/seg (33 ciclos/min), sobre un recorrido de 33 cm.

3.1.6.2 Asphalt Pavement Analyzer (APA)

El APA (Fig. 3.3) fue construido por primera vez en 1996 por Pavement Technology, Inc. a partir de una modificación del modelo de Georgia. Su uso se encuentra normado por AASHTO TP 63-03 Standar Test Method for determining Rutting Suceptibility of Asphalt Paving Mixtures using the Asphalt Pavement Analyser.

Tiene la capacidad de evaluar el ahuellamiento, fatiga y resistencia a la acción de la humedad de mezclas asfálticas en caliente, a través de un dispositivo similar al de Georgia: una muestra cilíndrica o rectangular, sometida a una temperatura entre 40.6 °C y

64°C, sobre la que se apoya una manguera a presión de 690 kPa o 830 kPa y una rueda que aporta mediante un movimiento de ida y vuelta (1 ciclo) sobre la manguera, una carga de 445N o 533N (depende de la presión dada) simulando el tránsito vehicular.

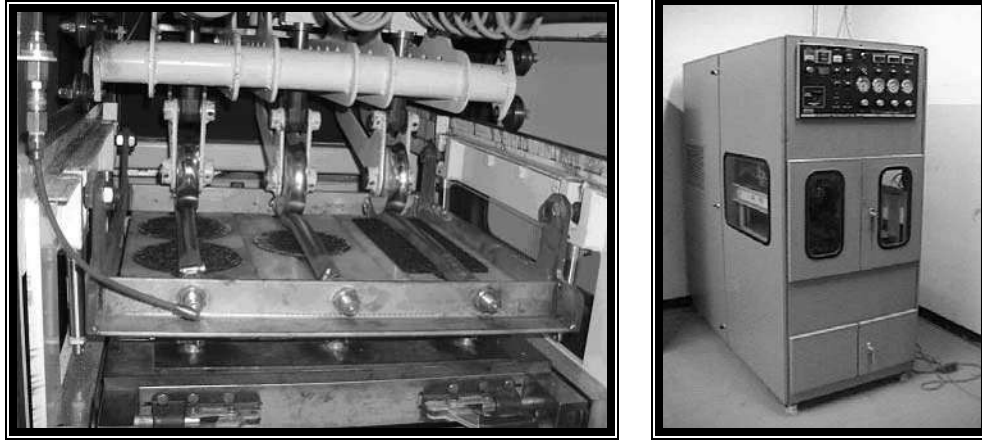


Fig. 3.3 Asphalt Pavement Analyzer (APA)

Las muestras se compactan mediante vibrado o amasado, logrando 4% o 7% de contenido de vacíos en las cilíndricas y 7% en las rectangulares. Las mismas pueden estar secas o saturadas y realizadas en laboratorio ó extraídas in situ.

Los resultados que se obtienen son la deformación al final del ensayo (8000 ciclos) y una gráfica deformación-tiempo.

3.1.6.3 Hamburg Wheel-Tracking Device (HWTDD)

El modelo de Hamburgo (Fig. 3.4) fue desarrollado en Alemania en 1970, tomando como idea principal un modelo de origen Británico. Es ampliamente utilizado en los EE.UU. y Europa para evaluar mezclas asfálticas en relación a su resistencia a la humedad y al ahuellamiento.

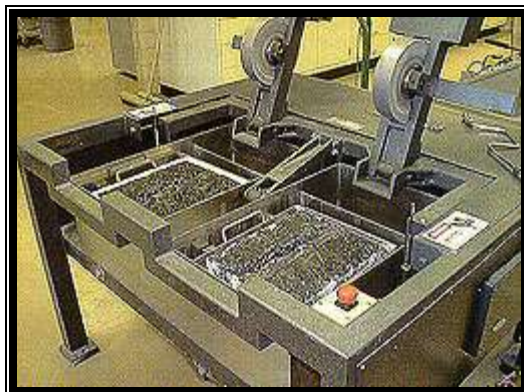


Fig. 3.4 Hamburg Wheel-Tracking Device (HWT)

En EE.UU. está normado por AASHTO T 324-04 Standar Method of test of Hamburg Wheel-Tracking Testing of Compacted Hot Mix Asphalt. En general, permite evaluar dos muestras simultáneamente, mediante dos ruedas paralelas.

Cada mitad del sistema esta compuesta de una rueda de acero de 4.7 cm. de ancho y 20.36 cm. de diámetro, que se mueve hacia delante y hacia atrás, a una velocidad de 34 cm/seg (53 ± 2 pasadas/min), aplicando una carga de 705N sobre una muestra sumergida en agua a una temperatura que oscila entre lo 25 °C y los 70 °C, siendo 50 °C la temperatura de mayor uso. Las muestras pueden ser prismáticas (26 cm x 32 cm x 4 cm, con un contenido de vacíos de 6% a 8% para mezclas densas y 5% a 6% para mezclas tipo SMA, compactadas por masado) ó cilíndricas (de 15.2 cm o 25.4cm de diámetro, 6.2 cm de espesor y densidad del 93%).

El ensayo se realiza hasta un número determinado de pasadas, o hasta una deformación propuesta, lo que ocurra primero. Una vez finalizado el mismo, se grafican los resultados en una curva de deformación en función del número de pasadas, y a partir de esta se determinan los parámetros de evaluación: máximo ahuellamiento, pendiente de deformación ó “creep slope” (susceptibilidad al ahuellamiento), pendiente de descubrimiento ó stripping slope (deformación acumulada causada por daños por humedad), y punto de descubrimiento ó “stripping point” (punto donde empiezan a notarse los cambios por humedad).

Existen otros ensayos derivados del de Hamburgo, en donde se introducen pequeñas modificaciones en las distintas variables del ensayo (carga aplicada y velocidad de deformación, tipo de muestra, condición húmeda o seca, contenido de vacíos, temperatura de ensayo), o del instrumental (dimensiones de las probetas, aplicación de carga sobre manguera neumática).

El modelo de Hamburgo puede ser empleado para la evaluación de mezclas asfálticas aplicando un criterio de “pasa” / “no pasa” en el diseño de las mismas, así como para la comparación con otros métodos de evaluación.

3.1.6.4 Equipo de Pista de ensayo de laboratorio Español

Este equipo (Fig. 3.5) permite determinar la resistencia a la deformación plástica de una mezcla bituminosa, tanto en casos de proyectos de mezclas en el laboratorio como en el de testigos procedentes de pavimentos.

El ensayo consiste en someter una probeta de mezcla bituminosa que puede ser prismática (30 cm x 30 cm x 5 cm, una densidad del 97%) ó cilíndricas (de 15 cm o 10 cm de diámetro, 5 cm de espesor y densidad del 97%), sometida al paso alternativo de una rueda metálica de 20 cm de diámetro, recubierta con 10 a 20 mm de caucho (dureza 80 shore A), con una frecuencia de 42 ciclos/min, en condiciones determinadas de presión de 900 kPa sobre la(s) probetas a una temperatura de 60 °C, midiéndose periódicamente la profundidad de deformación producida.

El ensayo termina a las 5040 pasadas, los resultados obtenidos, para una temperatura y frecuencia de ensayo dada, manifiestan la deformación acumulada en el centro de la probeta y la velocidad de deformación expresada en mm/min, para diferentes periodos de tiempo (1, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 60, 75, 90, 105, 120 minutos). Una vez finalizado el ensayo se grafican los resultados en una curva de deformación en función del tiempo y la velocidad de deformación.



Fig. 3.5 Máquina de ensayo de la Universidad Politécnica de Cataluña

3.1.6.5 Purdue University Laboratory Wheel-Tracking Device

Este ensayo de rueda cargada (Fig. 3.6), se desarrollo en la Universidad de Purdue y presenta similitud con el ensayo de Hamburgo, ya que permite determinar el ahuellamiento potencial y sensibilidad a la acción de la humedad. Aplica una presión de 620 kPa sobre la muestra (de campo ó de laboratorio) con una velocidad de 33.2 cm/seg a través de una rueda neumática inflada a una presión de 793 kPa.

Las dimensiones de la probeta utilizada son de 50 cm de longitud, 18 cm de ancho y de 1 a 5 cm de espesor. Las muestras son rectangulares (29 cm x 31 cm) y su espesor es función del tipo de mezcla que se está ensayando: superficiales 3.8 cm, mezclas de base 5.1cm, mezclas asfálticas gruesas para base 7.6 cm. Se compactan por medios de compactación lineales con contenidos de vacíos entre 6% y 8%, pudiéndose ensayar en condiciones húmedas ó secas.

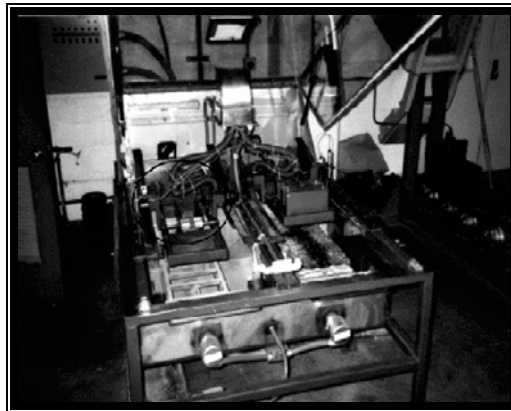


Fig. 3.6 Purdue University Laboratory Wheel-Tracking Device

El ensayo se realiza hasta las 20000 pasadas de ida y vuelta ó hasta los 2 cm de ahuellamiento. Finalizado, se procede a obtener el contenido de humedad definido como la relación entre el número de ciclo para el que se alcanza una huella de 1.27 cm en condiciones secas y el correspondiente para condiciones humedad (el valor de 1.27 cm define un límite entre el buen y el mal comportamiento frente a la humedad).

Cabe destacar que en este ensayo puede adaptarse una rueda móvil con la cual simular un movimiento en sentido transversal en el ancho de la muestra.

3.1.6.6 French Wheel Tracker (FWT)

El FWT (Fig. 3.7) es un ensayo que permite prevenir daños por ahuellamiento en mezclas asfálticas en caliente. Con ese objetivo ha sido usada en Francia durante los últimos 20 años, y en la actualidad se está utilizado en los EE.UU.

La metodología de este aparato es similar a las ya descritas; una carga de 5000N es aplicada a una rueda neumática de 40cm x 8cm, con una presión de inflado de 600 kPa, a una velocidad de 194.44 cm/seg (67 ciclos/min).

Las dimensiones de la probeta utilizada son de 50 cm de longitud, 18 cm de ancho, y de 1 a 5 cm de espesor. Cabe destacar que esta máquina permite el ensayo de 2 probetas simultáneamente. Las mismas pueden corresponderse con la base o la superficie de rodadura, para lo cual varían las temperaturas de ensayo: 50 °C y 60 °C, respectivamente.

Finalizado el ensayo se calcula la deformación, definida como la media de 15 mediciones de profundidad de huella medidas en 5 hileras paralelas al largo y 3 distribuidas a lo ancho de la muestra. Se expresa como un porcentaje del espesor original de la muestra.



Fig. 3.7 French Wheel Tracker (FWT)

3.1.6.7 Model Mobile Load Simulator (MMLS3)

El MMLS3 (Fig. 3.8), desarrollado en Sudáfrica, es un simulador de carga móvil con una escala de 1/3 respecto al real. Se aplica a la evaluación de mezclas asfálticas en caliente, producidas en laboratorio ó in situ. Las mismas tienen dimensiones de 120 cm x 24 cm. Son ensayadas húmedas y secas.

Las características del ensayo a las del simulador a escala real, en este caso la carga es aplicada por una única rueda neumática, inflada a una presión de 800 kPa que genera una presión de contacto sobre la muestra de 690 kPa, es decir 2.1N (aproximadamente 1/9 de la real dada por una rueda doble) y se mueve a una velocidad de 7200 pasadas/hora. Las dimensiones de la rueda son de 30 cm de diámetro y 8 cm de ancho. La temperatura varía según la condición del ensayo: 50 °C y 60 °C para condición seca y 30 °C para condición húmeda. Puede incorporarse una rueda móvil que simule el movimiento transversal de la misma.

Los valores medidos en el ensayo son los de profundidad de la huella en los perfiles transversales, los cuales se utilizan para determinar el módulo por análisis Sísmico de onda de Superficie (Seismic Analysis of Surface Waves Moduli), el cual permite evaluar el ahuellamiento ó daños producidos por agrietamiento ó humedad.

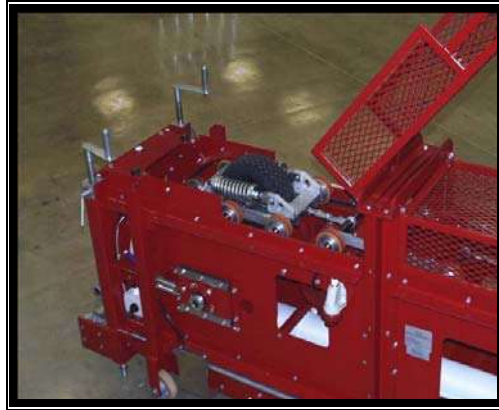


Fig. 3.8 Model Mobile Load Simulator (MMLS3)

3.2 Equipos de ensayo del tipo Wheel Tracking en México.

El desarrollo de equipos de ensayo del tipo Wheel Tracking en México es prácticamente muy reciente, en México se cuenta con muy pocos equipos de este tipo y su diseño esta basado en los equipos de mencionados en el inciso anterior, entre estos equipos podemos mencionar el del ITESM (ITESM Wheel Tracking), es un equipo con el cual se puede complementar el diseño óptimo de la mezcla asfáltica evaluando en laboratorio el comportamiento que ésta tendrá en cuanto a su resistencia a las deformaciones plásticas, y evaluar de manera comparativa la influencia de otras variables en este tipo de deterioro.

También se cuenta con otro equipo en los laboratorios del IMT (Instituto Mexicano del Transporte), el cual viene siendo una replica del APA. El APA del IMT es un probador de carga multifuncional, usado para evaluar la profundidad de la deformación plástica permanente, agrietamiento por fatiga y la susceptibilidad a la humedad de las mezclas asfálticas

3.3 Comparación de normas de ensayo

A continuación se presea una tabla que compara las normativas una serie de normas de ensayo de pista así como los diferentes métodos de compactación (Tablas 3.3 y 3.4).

DENOMINACIÓN		Norma Española NLT-173/84		Norma Británica BS 598 Part 110		Norma Europea BS EN 12697-22:2003	
OBJETO		Determinación de resistencia a la deformación plástica en una mezcla bituminosa					
TIPO	● Probeta de laboratorio ● Muestra extraída in situ		● Muestra extraída in situ ● Extensión a laboratorio		● Probeta de laboratorio ● Muestra extraída in situ		Medida pequeña (S) 26±30 (mínimo) Cilíndrica Ø 30
DIMENSIONES [cm] (en planta)	Prismáticas 30 x 30		Cilíndrica Ø 20±0.5		Medida grande (L) (50±18)±0.2		
ESPESOR [cm]	§		Espesor de la capa ±1 cm (hasta 5 cm)		S/ espesor capas pavimento ≤ 5cm → 5 > 5cm → 10		6
Cantidad requerida (por cada variable)	3 (mínimo)		§		Especificar espesor 3 – 5 – 6 – 7.5 – 10		Procedimiento A (aire): 6
					2 (mínimo)		Procedimiento B (aire): 2
							Procedimiento B (agua): 2
GRADO DE COMPACTACIÓN	Mezcla densa, semi-densa 97% densidad Marshall (mínimo)						
	Otras mezclas 95% densidad Marshall						
DETERMINACIÓN DE DENSIDAD	Mediante la masa de la muestra y volumen determinado con las dimensiones geométricas de la misma		Cálculo de densidad §/ cláusula 4 de BS 598 Part 104:1989		S/ norma En 12697-33 ó EN 12697-32		

MUESTRA	NORMA ESPAÑOLA	NORMA BRITÁNICA	NORMA EUROPEA		
			L	XL	S
Acondicionamiento previo al ensayo	Luego de la compactación, se deja enfriar entre 12-24hs (mínimo) y luego se calienta en estufa a 60±2 °C durante 4 horas (mínimo) antes del ensayo	Se colocan las muestras en una ambiente controlado a la temperatura de ensayo durante 4-16hs antes de ensayar, hasta que la probeta alcance la temperatura de ensayo ±1 °C	Condición: • $T_a < 75^\circ\text{C}$ si $T_e \leq 60^\circ\text{C}$ • $T_a = T_e \pm 1^\circ\text{C}$ si $T_e > 60^\circ\text{C}$ Donde: T_a : Temperatura del aire T_e : Temperatura de ensayo Mantener estas condiciones durante 12-16 hs antes de ensayar	Acondicionar las muestras a la temperatura de ensayo por un periodo entre 12-18 hs antes de ensayar	Procedimiento en aire: Función del espesor nominal (NT) NT ≤ 6cm: 4hs (mínimo) NT > 6cm: 6hs (mínimo) 24hs máximo Procedimiento en agua: Colocar en agua a la T_{ensayo} Hasta alcanzarla en +1°C y no menos de 1h
			Rueda neumática 400±8	Rueda neumática 6.00 – E9	20 – 20.5
				Presión de inf. (600±30) kPa	5±0.5
					2±0.2
RUEDA	Banda de rodadura	80±5 (IRHD) ^(a)			80(IRHD) ^(a)
	limpieza	90% acetona 10% kerosene (en volumen)			90% acetona 10% kerosene (en volumen)
PISTA	Carga	900±25 KN/m ² (presión de contacto)	(5000±50) N	(10000±100) N	(700 w/50 ±10) N
	Rocorrido [cm]	23±0.5	41±0.5	70±0.5	23±1
	Frecuencia	42±1 pasadas/min ^(b)	1±0.1 Hz	24 ciclos/min ^(c)	26.1±1 ciclos/min ^(c)
	TEMPERATURA ENSAYO	50±1°C u otras para estudios especiales	45 ± 60 ± 1°C	Variable	

	NORMA ESPAÑOLA	NORMA BRITÁNICA	NORMA EUROPEA		
			L	XL	S
DISPOSITIVOS DE CONTROL DE TEMPERATURA	Termostatos regulables desde el exterior	Termocupla colocado 3 o 4 cm radialmente hacia adentro de la probeta hasta la mitad del espesor	Dispositivo sensor en la probeta y en el recinto		
ELEMENTOS DE MEDICIÓN	Micrómetro	Dispositivo automático o flexímetro	Dispositivo automático u otro	Sensores Láser flexímetro	Dispositivo automático o flexímetro
DURACIÓN DEL ENSAYO	120 min	45 min o 15 mm de deformación (lo que ocurra primero)	Nº de ciclos requeridos ó abuellamiento promedio $\geq 18\text{mm}$	Nº de ciclos requeridos ó abuellamiento promedio $\geq 20\text{mm}$	PA: 1000 ciclos o 15 mm huella PB: 10000 ciclos o 20 mm de huella
LECTURA DE DATOS	después de 3 pasadas de acondicionamiento se toman deformaciones a los 1, 3, 5min y luego c/ 5min hasta completar 45min y luego c/ 15min hasta completar el ensayo	Deformación inicial, t_0 , y luego c/5min $\pm 3\text{seg}$	Lectura inicial (0) en 15 puntos designados (j): m_{ij} Leer a los 1000, 3000, 10000 y 30000 ciclos. Si fuera necesario: 30, 100, 300 y 1000 ciclos.	Procedimiento A Acondicionamiento previo de 5 ciclos. Lectura inicial t_0 y luego cada 25 ± 1 ciclos.	
				Procedimiento B Acondicionamiento previo de 5 ciclos. Lectura de l posición vertical de la rueda, inicial, 6 a 7 veces en la primera hora y luego como mínimo 1 lectura c/500 ciclos	

NORMA ESPAÑOLA	NORMA BRITÁNICA	NORMA EUROPEA
- Valores medios de todas las deformaciones - Gráfico Deformación de la muestra vs tiempo - Velocidad de deformación media del intervalo de tiempo t_2/t_1: $V_{med} = \frac{d_2 - d_1}{t_2 - t_1} [10^{-4} mm/min]$ Donde: V_{med}: Velocidad de deformación para el intervalo de tiempo t_2/t_1 ($10^{-4} mm/min$) d_2: Deformación acumulada al tiempo t_2 (μ)	- Velocidad de deformación (mm/h). Función del n° de lecturas $TR_4 = 3.6(t_4 - t_{(n-1)}) + (1.2 t_{(n-1)} - t_{(n-2)})$ $TR_{4,1} = 6(t_4 - t_{(n-1)})$ $TR_{4,2} = 12(t_4 - t_{(n-1)})$ $TR_{4,3} = 900/t_3$ Donde: n: n° de lecturas (excluye t_0) t: desplazamiento vertical en la iª lectura t_3: tiempo para el que se alcanza deformación de 1.5 mm - Velocidad de deformación corregida $W_{TR} = 10.4 * T_{cor} * \frac{W}{L} \quad (mm/h)$ Donde: TR_{cor}: Media de las TR w: ancho banda de rodadura real L: carga aplicada real $10.4 = 520 N/50mm$ Se expresa como: $W_{TR} = (W_{TR} = 0.1) mm/h$ Si los valores medidos exceden de 1.5 mm/h y 1.1 veces la media, se descarta el resultado de mayor discrepancia. Si continua dicha diferencia deberá aclararse la no uniformidad.	TAMANO GRANDE - Profundidad de huella proporcional, P_i: abuelamiento proporcional para una muestra $P_i = 100x \sum_{j=1}^{15} \frac{m_j - m_0}{15xh} [\%]$ Donde: m_0: deformación local [mm] m_j: deformación inicial [mm] h: espesor de la probeta [mm] P_{med}: la media de los valores P_i - Gráfico $Ln(P_i)$ vs $Ln(N)$ Donde: N: n° de ciclos - Temperatura de ensayo: Calculada como la media de la temperaturas registradas antes de cada medición TAMANO EXTRA GRANDE - Profundidad de huella proporcional, P_i: abuelamiento proporcional para una muestra $P_i = 100x \frac{m_1 + \dots + m_n}{m \times h} [\%]$ Donde: m: profundidad de la huella [mm] n: n° de secciones transversales h: espesor de la probeta [mm] P_{med}: la media de los valores de P_i - Temperatura de ensayo: Calculada como la media de la temperaturas registradas antes de cada medición

NORMA ESPAÑOLA	NORMA BRITÁNICA	NORMA EUROPEA
ANÁLISIS DE RESULTADOS PARÁMETROS	• Profundidad de huella (mm) $\text{def} < 15 \text{ mm}$ a los 45 min $R = r_r - r_o$ $\text{def} = 15 \text{ mm}$ a los 45 min $R = 15 \sqrt{(45/t_a)}$ Se expresa como valor medio de las profundidades de huella obtenidas: $R = (R \pm 0.1) \text{ mm}$	PROCEDIMIENTO A - Tasa de abuelamiento (por ciclo), función del n° de lecturas $TR_n = 3r_n + r_{(n-1)} - r_{(n-2)} - 2r_{(n-3)}$ $TR_{n-1} = 5r_n - 5r_{(n-1)}$ $TR_{n-2} = 10r_n - 10r_{(n-1)}$ $TR_{n-3} = 15000/n_1$ Donde: n: n° de lecturas tomadas c/100 ciclos hasta los 1000 ciclos (no incluye r_n) r_n: desplazamiento en la t_n lectura (mm) n_1: n° de ciclos en que se alcanza una profundidad de huella de 15 mm - Tasa media de abuelamiento $W_{TR} = 10.4 * T_{Rm} * \frac{W}{L} \quad (\text{mm/h})$ Donde; TR_m: Media de las TR (μ/ciclo) W: ancho banda de rodadura L: carga aplicada, en N Se expresa como: $W_{TR} = (W_{TR} \pm 0.1) \text{ mm/h}$ - Profundidad promedio de la huella (mm) $\text{def} < 15 \text{ mm}$ a los 1000 ciclos; $R_0 = r_{100} - r_0$ $\text{def} = 15 \text{ mm}$ a los 1000 ciclos; $R = 15000/n_{1.5}$ Se expresa como valor medio de los R_i obtenidos: $R = (R \pm 0.1) \text{ mm}$

	NORMA ESPAÑOLA	NORMA BRITÁNICA	NORMA EUROPEA
ANÁLISIS DE RESULTADOS PARÁMETROS		TAMANO PEQUEÑO	PROCEDIMIENTO B (en aire/ en agua) • Pendiente de abuelamiento, $WTS_{air/water}$ $WTS_{air/water} = \frac{d_{10000} - d_{5000}}{5} \quad [mm / 10^3 \text{ ciclos}]$ Donde: • Pendiente media de abuelamiento $_{av}$: Es la media de las $TS_{air/water}$ • Profundidad de abuelamiento media proporcional, $PRD_{proporcional}$: Es el promedio de la profundidad de huella respecto al espesor de 2 o más muestras expresadas en porcentaje $\pm 0.1\%$, para N ciclos de carga. Donde: • Profundidad de abuelamiento media, ED_{media} (mm): Es el promedio de las profundidades de huella de 2 o mas muestras ± 0.1 mm, para N ciclos de carga.
REPORTE DE RESULTADOS	• Tipo y características de la mezcla • Origen de la mezcla (laboratorio, obra, testigo, etc.) • Temperatura de ensayo • Presión de contacto • Deformación total al final del ensayo, en mm • Representación gráfica curva Def. vs tiempo	• Fecha, hora y lugar de toma de muestras y N° de muestra • Fecha, hora y lugar de ensayo • Densidad de la muestra antes del ensayo • Temperatura de almacenamiento de muestras (tiempo en el que estuvieron a una temperatura dada) • Temperatura de ensayo • Espesor promedio de la muestra • Velocidad de deformación • Velocidad de deformación corregida • Valores descartados en el calculo de la media • Profundidad de huella individual	INFORMACIÓN OBLIGATORIA Para cada muestra • Identificación de la muestra • Densidad de la muestra antes del ensayo, método de determinación • Temperatura del ensayo • Espesor promedio de la muestra y de las capas que pudieran observarse • N° y fecha de norma • Identificar tamaño de muestra (L, XL, S) y procedimiento (A, B, etc) • Condiciones de ensayo y operación no indicadas en la norma

NORMA ESPAÑOLA	NORMA BRITÁNICA	NORMA EUROPEA
• Velocidad de deformación donde se manifieste el comportamiento de la mezcla, como puede ser: V_{300s}, V_{1000s}, V_{6000s}	• Identificar si los rangos de valores de la tasa de deformación superan a los límites • Condiciones de ensayos y operación no incluidas en la norma • Anomalías que pudieran llegar a afectar los resultados • Certificado de la muestra • Persona responsable del ensayo • N° y fecha de norma	Muestras preparadas en Laboratorio • Identificación: componentes y proporciones de la mezcla • Método de manufactura de la mezcla y tipo de mezclador • Método de compactación • Fecha de realización de la probeta • Edad de la probeta al momento del ensayo • Condiciones de almacenamiento • N° de muestras obtenidas con la misma mezcla Muestras caladas del pavimento • Fecha, hora y lugar de calado • Fecha de compactación • Si es o no aceptable la muestra <u>Muestras L o XL</u> • Profundidad de huella proporcional media, PD₁ o PD_{2n}, al n° de ciclos requerido <u>Muestras S</u> <u>Procedimiento A</u> • Tasa de abuelamiento de cada probeta individual, TR • Tasa media de abuelamiento WTR • Profundidad promedio de la huella, RD, a los 1000 ciclos <u>Procedimiento B (en aire)</u> • Pendiente de abuelamiento p/c muestra • Pendiente media de abuelamiento p/c grupo de 2 o mas muestras • Profundidad de abuelamiento proporcional, PRD_{2n}, a los 10000 ciclos, individual

REPORTE DE RESULTADOS

NORMA ESPAÑOLA	NORMA BRITÁNICA	NORMA EUROPEA
		- Profundidad de ahuecamiento media proporcional, PRD_m, a los 10000 ciclos - Profundidad de ahuecamiento, RD_m, a los 1000 ciclos; individual - Profundidad de ahuecamiento media, RD_m, a los 1000 ciclos <u>Procedimiento B (en agua)</u> - Pendiente media de ahuecamiento, WTS_{med} p/c/ grupo de 2 o mas muestras - Profundidad de ahuecamiento media, proporcional, PRD_m, a los 10000 ciclos - Profundidad de ahuecamiento media, proporcional, RD_m, a los 10000 ciclos INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA - Copia de curvas de ensayo
PRECISION	WTR	WTRair
Parámetro		
Tipo de muestra		
Resultado del ensayo		
Requiritud		
Reproducibilidad		
Parámetro		
Nº de ciclos		
Resultado del ensayo		
Requiritud		
Reproducibilidad		

Tabla 3.1 Cuadro Comparativo entre normativa española y británica para ensayos de pista de laboratorio en mezclas asfálticas

	NORMA ESPAÑOLA	NORMA EUROPEA						
CANTIDAD DE MASA	S/ VOLUMEN DE MOLDE Y DENSIDAD RELATIVA MARSHALL	$M = 10^{-4} L^2 t e \rho_{max} (100 - v) / 100$ Donde: L: largo del molde t: ancho del molde e: espesor de la probeta ρ_{max} : densidad máxima de la muestra v: Contenido de vacíos						
ÁRIDOS	Secado en estufa a 105 °C y 110 °C de las distintas fracciones componentes							
VISCOSIDAD DEL LIGANTE (p/ determinar temperatura)	<table><tr><td>MEZCLA</td><td>COMPACTACIÓN</td></tr><tr><td>Betún asfáltico</td><td>170 ± 20cSt</td></tr><tr><td></td><td>25 ± 3º Engler</td></tr></table>	MEZCLA	COMPACTACIÓN	Betún asfáltico	170 ± 20cSt		25 ± 3º Engler	S/ norma Pr EN 2697-35
MEZCLA	COMPACTACIÓN							
Betún asfáltico	170 ± 20cSt							
	25 ± 3º Engler							
FABRICACIÓN DE LA MEZCLA	Pesar los áridos, calentarlos a 30 °C mas que la temperatura de mezclado. Calentar en simultaneo el ligante a la temperatura de la mezcla (mantener no mas de 1h esa temperatura). Verter los áridos en el molde p/ mezcla y mezclar en seco. Cuando alcance la temperatura de mezclado, agregar el ligante y mezclar hasta alcanzar un mezclado completo y homogéneo (2 min mínimo).							

NORMA EUROPEA Pr EN 12697-33	NORMA ESPAÑOLA	
METODO 1 Ruedas neumáticas	METODO 2 Rodillo lizo de acero	METODO 3 Amasado utilizando placas deslizantes
• Aplicación de carga F, ajustable en 1 KN $\pm 10\%$ a 10 KN $\pm 5\%$ • 1 o mas ruedas c/ llantas lisas 400 x 8 • Cilindro metálico liso ($\Phi 40-80$ cm, e: 4-8 mm, ancho: 1-5 mm) • Velocidad, V, de traslación de la rueda adecuada: 20-50 cm/seg $\pm 10\%$ • Posicionamiento de ruedas en los ejes en ± 2 cm • Operación en modo eje fijo o carga fija • Espacio para almacenar probeta • Sistema de elevación de fondo de modo de mantener la superficie a nivel de la superficie del borde del molde	• Aplicación de carga tal que $\frac{F}{l \cdot D^2} \geq 10^{-4}$ • L: ancho interno del molde • D: Φ rodillo • Collar • Elemento de compactación (mecánico, manual, de laboratorio) • C/ a volumen especificado: • Rodillo mas ancho que le molde • F tal que llegue al volumen entre 20-50 pasadas • C/ a energías controladas: • Rodillo de ancho igual al interno del molde, l, menos 1 cm	• Aplicación de carga vertical, $F \pm 20\%$, constante y de magnitud tal que se alcance volumen/densidad entre 10-30 pases • Collar o placas de bases p/ variados espesores • Elemento compactador • $V_{\text{molde}} = 25 \pm 10 \text{ cm}^3 / \text{kg}$ • Tabla p/ apoyar el molde • Placas de deslizamiento de acero: • Longitud: 1- (0.2-0.05) cm • Ancho: (8 a 12) ± 0.02 cm • Espesor: (1 a 1.5) ± 0.01 cm • Rodillo de acero de diámetro tal que permita deslizar s/ las placas, largo $\geq$ ancho del molde
• Elemento compactador: placa de acero + 2 vibradores (masa excéntrica: 9.5 Kg, girando hacia el centro de la placa; velocidad angular: 314 rad/s; fuerza excéntrica: 3KN • Collar: 33.8 x 33.8 x 5 cm • Molde: 30 x 30 x 5.1 cm • Angulares: 2 x 1.9 x 2.1 cm • Base de compactación: De hormigón, dimensiones mínimas 60 x 60 x 20 cm • Dispositivos de extensión y empuje: madera y varillas de acero de $\Phi 5$ mm, chapa de acero		ELEMENTO DE COMPACTACION

COMPACTACIÓN DE MEZCLA	NORMA ESPAÑOLA	NORMA EUROPEA Pr EN 12697-33		
		MÉTODO 1 Ruedas neumáticas	MÉTODO 2 Rodillo lizo de acero	MÉTODO 3 Amasado utilizando placas deslizantes
	- Calentar molde y collar a 15 °C más que la temperatura de compactación. - Colocar el molde en la base, anclar y colocar el collar. - Verter la mezcla en el molde a una temperatura como mínimo 10 °C más que la de compactación. - Distribuir y enraizar. - Colocar el elemento compactador y compactar durante 75 seg. - Desmontar el collar y sustituir por lo angulares - Compactar 3 periodos mas de 75 seg c/u, girando elemento compactador en 90° respecto a la posición inicial en el mismo sentido y sucesivamente. - Compactación correcta: probeta = ± 2 mm respecto al borde del molde. - Enfriar a temperatura ambiente 1 o 2 días antes de ensayarla	Se utiliza una rueda p/ muestras (50x13) cm y 2 (separadas 18 ± 1mm) p/ muestras (60x40)cm, con presiones y cargas determinadas. - Modo de eje fijo: Uso al principio y al final del proceso - Modo de carga constante: Uso durante la parte principal <u>C. a energía especificada:</u> 2 niveles de energía; ligera y pesada <u>C. a contenido de vacíos especificado:</u> Se adapta el método anterior, eligiendo el que de el resultado menor y mas cercano a la relación de vacíos buscada, evitando deformaciones en la superficie o compactación dispareja	- Rociar los moldes y el rodillo con silicona o teflón - Compactar en continuo movimiento. <u>C. a energía especificada:</u> Aplicar fuerza constante ±50% si es ≥ 2 KN, hasta el n° de pasadas necesario. <u>C. a contenido de vacíos especificado:</u> Aplicar fuerza constante ±20% si es ≥ 2 KN, hasta que el rodillo alcance el filo del molde	Se aplica solo a probetas de densidad especificada - Precompactar moldes y placas - Posicionar verticalmente las placas sobre la mezcla - Comenzar a mover el rodillo o la mesa - Aplicar la carga requerida y mantenerla constante ±20% hasta que el rodillo alcance el filo del molde - Rodillo de acero de diámetro tal que permita deslizar s/ las placas, largo ≥ ancho del molde o se llegue al desplazamiento relativo estimado

Tabla.3.2 Comparación de los métodos de compactación de las muestras de ensayo

3.4 Equipo desarrollado en la Universidad Michoacana.

Por la necesidad de estar a la vanguardia sobre los estudios sobre la caracterización de mezclas asfálticas y la predicción de deformaciones plásticas, un grupo de investigadores del departamento de Vías Terrestres de la Facultad de Ingeniería Civil se dio a la tarea de diseñar un prototipo en la Universidad Michoacana, similar a la Pista de Ensayo de Laboratorio Española, siguiendo los lineamientos que marca la normativa española NLT-173/00 “Resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio”. Cabe mencionar que es la primera máquina que se tiene para realizar ensayos de deformación plástica en el Estado de Michoacán.

El equipo es operado neumáticamente y fue diseñado, construido y puesto apunto por el Departamento de Vías Terrestres de la misma Universidad. El esquema del mismo (Fig. 3.9) es similar al de que marca la norma española.

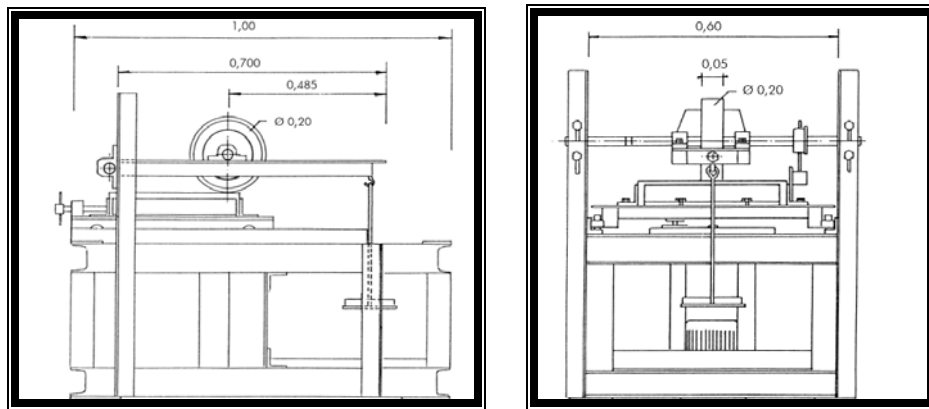


Fig. 3.9 Esquema de la Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH

Básicamente el equipo de ensayo de pista para medir las deformaciones permanentes es un equipo que aplica una carga constante sobre las probetas analizadas simulando el tráfico al que esta sometido día a día, aplicando la carga de manera repetitiva durante un tiempo determinado.

La máquina de pista se compone básicamente de 4 unidades:

1. Unidad de alimentación de presión de aire
2. Unidad control y mantenimiento
3. Cámara termostática
4. Unidad de aplicación de carga y desplazamiento

1. Unidad de alimentación de presión de aire (Fig. 3.10)

Solamente es un compresor que se encarga de alimentar el aire comprimido requerido para que el dispositivo se desplace a velocidad constante durante todo el ensayo.



Fig. 3.10 Compresor de aire

2. Unidad de control y mantenimiento (Fig. 3.11)

Esta unidad consta de un gabinete, el cual se encuentra equipado con todos los dispositivos para el control de la presión y la temperatura, así como una unidad de mantenimiento, necesarios para que el equipo trabaje de una manera adecuada.

Entre los aditamentos de que dispone el gabinete se encuentra una unidad de mantenimiento, ubicada en la parte exterior y es la encargada como su nombre lo dice del mantenimiento del equipo, ya que consta de un filtro sinterizado que separa el agua y todas las sustancias ó partículas que afecten el funcionamiento del equipo, así como de un control de presiones que regula y mantiene la presión constante independientemente de las oscilaciones de presión que sufra la red a raíz del consumo de aire, también se cuenta con un dispositivo de lubricación que dosifica una pequeña cantidad de aceite con el aire para que el equipo se encuentre en lubricación constante y trabaje de una forma adecuada, otro aditamento con el que cuenta es una válvula de cierre de accionamiento manual, para cortar la alimentación del aire en caso de que esto sea necesario. En la parte interior del gabinete también se cuenta con otras 2 válvulas que se encargan de inyectar y regular la presión de aire que requiere el equipo para desplazarse de un lado hacia otro con una velocidad constante. Otro dispositivo que se encuentra alojado dentro del gabinete es un control digital de temperatura, para manejar los niveles de temperatura de forma manual y mantenerla constante (60°C) durante todo el ensayo.



Fig. 3.11 Unidad control y mantenimiento

3. Cámara termostática (Fig. 4.12)

Como se mencionó anteriormente se requiere para la realización del ensayo, una temperatura constante, y para lograrlo se construyó una cámara con paredes aislantes, con las dimensiones necesarias para alojar dentro de ella a la unidad de aplicación de carga y desplazamiento, cuenta con dos puertas abatibles con paneles de policarbonato, con la finalidad de poder observar el ensayo, así como las deformaciones que van sufriendo las

probetas ensayadas, parte esencial de la cámara son las resistencias de las cueles la cámara contiene dos en la parte superior de esta, así como un ventilador que nos proporciona una circulación del aire, con el fin de homogeneizar la temperatura en toda la cámara, y para verificar que la temperatura sea la adecuada, se colocó un termopar dentro de esta, que se encarga de mandar una señal al panel de control donde se registra la temperatura dentro de la cámara.

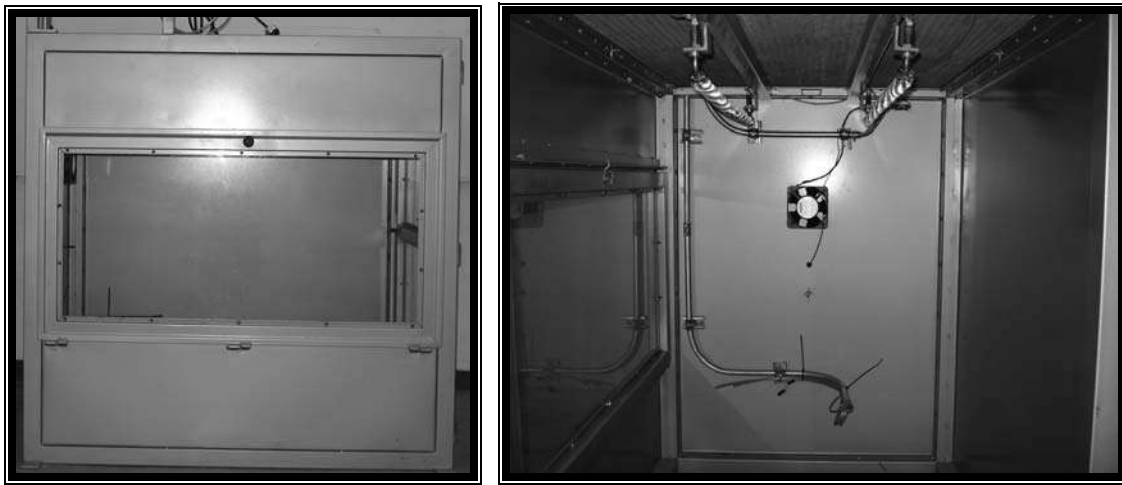


Fig. 3.12 Cámara Termostática (izquierda), Vista interior de la cámara (derecha)

4. Unidad de aplicación de carga y desplazamiento (Fig. 3.13)

Esta unidad consiste en una armadura de acero en la que se ubican: un actuador lineal neumático que desplaza a un carro rectangular móvil apoyado en unas ruedas metálicas, en un movimiento alternativo horizontal de vaivén a una velocidad de 42 ± 1 pasadas por minuto y un recorrido de $23 \pm 0,5$ cm. limitado su movimiento por dos sensores fijados en la parte lateral del actuador. En la parte superior del carro de desplazamiento van colocadas las probetas de asfalto sobre las cuáles se apoya una rueda metálica forrada de goma, de 20 cm. de diámetro y 5 cm. de ancho unida a un brazo en el cual en uno de sus extremos están colocan las pesas necesarias para aplicar una carga constante de 9 ton/m^2 , la rueda también va provista con un micrómetro que registra la deformación acumulada durante el ensayo.



Fig. 3.13 Vista Frontal (izquierda) y lateral (derecha) de la unidad de aplicación de carga

El proceso de elaboración de las probetas es mediante el Método Marshall (Fig. 3.14), (aunque se cuenta con los moldes para la realización de ensayos con probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y prismáticas de 30cm x 30 cm, pero no se cuenta con el equipo para la elaboración de estas), una vez elaboradas la probetas se cortan a una altura de 5 cm y se colocan dentro de los moldes correspondientes.



Fig. 3.14 Mezclado (izq.), Compactación (centro) y probetas Marshall (der.)

3.4.1 Procedimiento de ensayo

La pista de ensayo de laboratorio fue diseñada, entre otras funciones, para realizar pruebas de deformación permanente bajo carga repetida, lo que intenta es simular el estado de esfuerzos producido por los vehículos en movimiento sobre la superficie de una carretera. Fue diseñado básicamente para mezclas bituminosas fabricadas en caliente y

destinadas a trabajar en condiciones severas de tráfico y clima, aunque variando las condiciones del ensayo puede también ser de utilidad en otros tipos de mezclas.

El procedimiento de ensayo comienza desde la fabricación de las probetas, que pueden ser de diferentes características y dimensiones. Para nuestro caso están fabricadas bajo el procedimiento Marshall con dimensiones de 10.16 cm. de diámetro y 6 cm (aprox.) de altura. Después se determinan sus características de mezclado y compactación para posteriormente ser cortadas a 5 cm. de altura sometidas a un proceso de calentamiento a 60°C durante cuatro horas. Dos horas antes de iniciar el ensayo se enciende la cámara termostática para que alcance la temperatura especificada. Una vez terminado el proceso de precalentamiento, se colocan 3 probetas dentro de un molde prismático de 30 por 30 cm., el cual es fijado al carro de desplazamiento mediante unos ángulos provistos para tal efecto, evitando que la llanta tenga contacto con las probetas; se deja cerrada la cámara unos 30 minutos para homogeneizar nuevamente la temperatura. Transcurrido el tiempo, se apoya la rueda sobre las probetas y con la carga especificada, se pone en marcha el carro durante tres pasadas completas para lograr un perfecto asentamiento de la rueda con las probetas, se pone el micrómetro en ceros y tras 5 minutos se inicia el ensayo durante un tiempo de 120 minutos sin interrupciones o hasta que alcance los 15 mm. de deformación, se deben de medir las deformaciones acumuladas en los minutos 1, 3 y 5 contados a partir del comienzo del ensayo; a continuación cada 5 minutos hasta completar los 45 minutos y, a partir de aquí, cada 15 minutos hasta finalizar los 120 minutos de duración del ensayo.

Ensayadas todas las probetas, se calculan los valores medios de todas las deformaciones registradas, los cuales se pasan a un gráfico deformación-tiempo y se dibuja la curva de deformación de la mezcla. A partir de las deformaciones, determinadas en el gráfico, correspondientes a los tiempos del ensayo, se calcula la velocidad de deformación, mediante la fórmula:

$$V_{t_2/t_1} = \frac{d_{t_2} - d_{t_1}}{t_2 - t_1}$$

La velocidad, de deformación media correspondiente al intervalo de tiempos t_2/t_1 , parámetro que vendrá expresado en 10^{-3} mm/min.

Capítulo 4

Ensayos de Laboratorio

4.1 Procedimiento experimental

A continuación se presenta un esquema del procedimiento experimental que se siguió para el desarrollo de esta investigación Fig. 4.1.

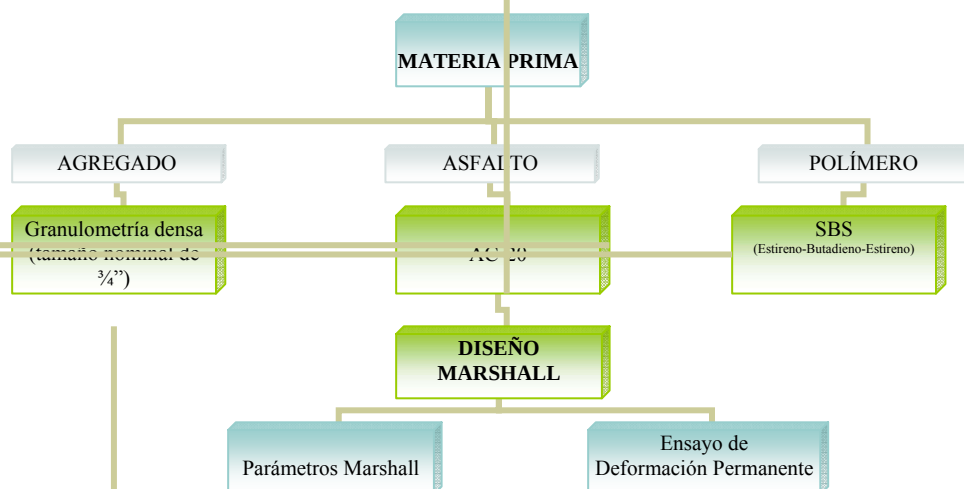


Fig. 4.1 Esquema del procedimiento de ensayo

4.1.1 Caracterización del material

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

Para la realización de esta investigación se optó por los materiales de la región de Morelia que se utilizan con mas frecuencia en la fabricación de mezclas asfálticas; de los cuales se busco que cumplieran con la normativa SCT (N-CTM-4-04-03 “Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas”, N-CTM-4-05-001-05 “Calidad de Materiales Asfálticos”, N-CTM-4-05-002-01 “Calidad de Materiales Asfálticos Modificados”).

4.1.1.1 Agregados pétreos

Muestreo

Como esqueleto mineral se uso un material basáltico para lo cual se procedió en primera instancia, a la toma de muestras representativas de material triturado por lo que nos trasladamos directamente al Banco “el Colegio” (frente Sánchez Arreygui) de la ciudad de Morelia, ubicado en la carretera Morelia – Salamanca.

De dicho banco se tomaron seis muestras de diferentes tamaños de material, de las cuales dos fueron de grava de $\frac{3}{4}$ ”, otras dos de sello ($\frac{3}{8}$ ”a finos), y por ultimo dos más de arena con finos; teniendo especial cuidado en verificar que el material estuviera libre de impurezas.

Para la toma de las muestras se procedió a remover el material ubicado en la parte superior de los montículos, y una vez que se observó que el material estaba limpio y homogéneo se procedió al llenado de los costales, que posteriormente trasladamos al Laboratorio de Materiales de Universidad Michoacana.

Cabe mencionar los materiales se estaban en estado húmedo, debido a que nos encontrábamos en época de lluvias, por lo que se tubo que extender sobre una superficie limpia (Fig 4.2), para que los rayos del sol secaran el material.



Fig. 4.2 Secado del material pétreo

Una vez seco, fue recogido en los costales nuevamente, para realizarle los ensayos correspondientes.

Granulometría

El primer paso una vez tomadas las muestras, fue obtener la granulometría de cada una de ellas, con el objeto de determinar la composición de tamaños de las partículas del material a emplear, por lo que se procedió a extenderlo sobre una superficie limpia para realizar un cuarteo: se mezcló el material apilándolo para formar una especie de cono, una vez que este estaba bien mezclado, se extendió hacia la periferia para formar un cono truncado de 15 a 20 cm de altura; con ayuda de una regla, dividimos el cono en cuatro partes iguales, de las cuales tomamos las 2 partes opuestas para obtener nuestra muestra representativa.

Una vez tomada la muestra se acomodaron las mallas (Fig. 4.3) en orden según el tamaño del material a cribar, ($\frac{3}{4}$ ", $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{8}$ ", $\frac{1}{4}$ ", 4, 10, 20, 40, 60, 100, 200 y charola).

Hecho esto se colocó una porción del material sobre la malla superior, se tapó y se comenzó con la agitación de las mallas, lo cual se realizó en forma mecánica para las arenas y finos y de manera manual para las gravas.

Finalmente determinamos el peso retenido en cada malla para posteriormente calcular el % que pasa. Este procedimiento se realizó para las tres muestras extraídas del banco.



Fig. 4.3 Mallas y equipo mecánico de cribado

Densidad Relativa

La prueba de densidad relativa se realizó con el fin de conocer la masa de los sólidos por unidad de volumen; esta se determinó para cada una de sus fracciones, ya sea en la arena con finos, en el sello o en la grava, todo con respecto a la densidad del agua.

Para la arena con finos la prueba consiste en eliminar el aire atrapado en la muestra de prueba, al estar sumergida totalmente en agua destilada en ebullición, el tamaño de la muestra que en este caso se tomó fue 100grs aproximadamente (P_s) completamente seca,

Utilizando un embudo, le colocamos la muestra que pasó la malla No 4 en un matraz con marca de aforo (Fig. 4.4), previamente tarado y calibrado; llenamos con agua destilada

hasta la mitad del matraz y lo pusimos en una estufa hasta que alcanzó el punto de ebullición agitándolo constantemente hasta expulsar el aire atrapado



Fig. 4.4 Matraz con marca de aforo

Se dejó enfriar el matraz y una vez que alcanzo la temperatura ambiente lo llenamos con agua destilada hasta la marca de aforo; lo secamos superficialmente y pesamos (P_2) con su respectivo tapón; lo agitamos varias veces con la finalidad de uniformar la temperatura de la suspensión y colocamos un termómetro dentro de el para medir la temperatura (t_p).

Finalmente utilizando las curvas de calibración, obtuvimos el peso del matraz con agua (P_1), correspondiente a la temperatura de prueba (t_p).

Para el caso del material grueso, retenido en la malla 3/8", el procedimiento fue diferente, ya que para este material tomamos una muestra de 500 grs. y la saturamos durante 24 hrs.

Pasado este tiempo la secamos superficialmente de manera rápida; y en un picnómetro (Fig. 4.5), lleno con agua destilada colocamos la muestra; recolectando el agua desalojada por el picnómetro en una probeta graduada, de la cual tomamos el volumen de agua desalojada en cm^3 (V_t);



Fig. 4.5 Picnómetro para determinación de densidad de gravas

Sacamos el material del picnómetro y lo pusimos a secar en el horno durante 24 hrs., registrando su peso seco (P_i)

Realizamos tres pruebas de cada material, de las cuales obtuvimos un promedio para cada uno. La densidad para arenas se obtuvo mediante la formula:

$$D_{rsf} = \frac{P_s}{P_s + P_1 - P_2}$$

La densidad de las gravas se determino utilizando una densidad del agua (D_w) de 1 gr/cm^3 con la siguiente ecuación:

$$D_{rg} = \frac{P_i}{V_t \cdot (D_w)}$$

Equivalente de arena

Con esta prueba determinamos el contenido y actividad de los materiales finos o arcillosos presentes en el material pétreo a utilizar en la elaboración de la mezcla asfáltica.

La prueba consistió en agitar una muestra de material que previamente cribado, del cual se tomó la porción que pasa la malla No. 4, y se mezcló con una solución que permite separar la arena de la arcilla.

El procedimiento de prueba se llevó a cabo de la siguiente manera:

En un cilindro de Prueba se vertieron 4” de solución medidas desde la base del cilindro.

El siguiente paso fue tomar la muestra que pasaba la malla No. 4 y colocarla en una cápsula de 90 ml. Para posteriormente y con la ayuda de un embudo colocarla junto con la solución; dentro del cilindro de prueba.

Se dejó reposar el material durante 10 minutos y se tapó el cilindro con un tapón de corcho, para agitarlo de un lado a otro durante 90 ciclos en un tiempo de 30 seg.

Se colocó el cilindro sobre una mesa y se llenó con la solución hasta 15” de altura, cuidando no provocar demasiadas turbulencias en la solución con la muestra.

Se dejó reposar durante 20 minutos más, para que se pudiera observar y medir el nivel superior de finos en suspensión (LNS_{finos}),

Posteriormente se introdujo una varilla con pisón dentro del cilindro y se observó el nivel superior de la arena (LNS_{arena}).

$$\%EA = \frac{LNS_{arena}}{LNS_{finos}} \times 100$$



Fig.4.6 Equipo para la obtención del equivalente de arena

Partículas alargadas y lajeadas

En base a esta prueba se determinó la forma que tienen las partículas de nuestros materiales pétreos, para lo cual tomamos 2 muestras de 200 piezas aproximadamente del material que se retuvieron en la malla No. 4 y las pasamos por los calibradores de espesores y longitudes.

En la caso de las partículas alargadas las pasamos por el calibrador, buscando que la dimensión mayor de cada pieza fuera paralela al eje del calibrador, pesamos todas las partículas que hallan pasado por sus respectivas ranuras en grs. y las registramos como (m_a).

En el caso de las partículas lajeadas, se buscaba que las piezas pasaran por las ranuras del calibrador colocándolas en la posición mas adecuada. Se separaron todas las partículas que pasaron por el calibrador y se obtuvo su masa en grs., designándola como (m_e).

Los resultados se obtuvieron mediante las siguientes formulas, donde M es el peso total de cada muestra:

$$C_a = \frac{m_a}{M} \times 100$$

$$C_p = \frac{m_e}{M} \times 100$$

Desgaste de los Ángeles

Con esta prueba determinamos la resistencia a la trituración de los materiales pétreos empleados en mezclas asfálticas.

Para lo cual colocamos una muestra del tipo B dentro de la máquina de los Ángeles (2500 grs. del material comprendido entre las mallas $\frac{3}{4}$ " a $\frac{1}{2}$ ", y otros 2500 grs. del material comprendido entre las mallas $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{8}$ ", (P_i))

Dentro de la máquina también colocamos 11 esferas como carga abrasiva con una masa de aproximadamente 4584 grs.

Se puso en marcha la máquina una vez que estaba bien cerrada durante 500 revoluciones (aprox. 16min).

Sacamos el material; y una vez lavado y secado lo pasamos por la malla No. 12 para después determinar el peso que se retuvo en dicha malla, registrándolo como (P_f) en grs.

El % de desgaste se obtiene mediante la siguiente formula:

$$P_a = \frac{P_i - P_f}{P_i} \times 100$$



Fig.4.7 Máquina de los Ángeles

Una vez que se obtuvieron las granulometrías individuales de cada material y las características mecánicas y físicas de los mismos; se trató de ajustar a la curva granulométrica de la normativa SCT para granulometría densa tratando de que pasara por el centro de los límites que esta marca.

Para lograr ajustar la curva granulométrica del material se tubo que separar en 5 fracciones; ($\frac{3}{4}$ '' a $\frac{1}{2}$ '' , $\frac{1}{2}$ '' a $\frac{1}{4}$ '' , $\frac{1}{4}$ '' a la 20, 20 a 40 y pasa 40).

De dichas fracciones se obtuvo su granulometría individual para posteriormente poder determinar los porcentajes que se tomarían de cada porción, que resultaron ser de 5%, 35%, 40%, 5% y 15% respectivamente.

4.1.1.2 Ligantes Asfálticos

En esta ocasión no se determinaron las propiedades de los ligantes asfálticos en el laboratorio de la universidad ya que estos fueron proporcionados por las empresas encargadas de proporcionar el asfalto, en el caso de el asfalto modificado que también fue entregado ya hecha la modificación, las características de este material fueron proporcionadas por la empresa **UPREDESA** (Unidad de Procesos Ecológicos en Emulsiones y Derivados, S.A. de C.V.)

Sin embargo describiremos las pruebas que se hacen con el propósito de caracterizar los tipos de ligante utilizados, el viscosímetro rotacional (RV) y el reómetro de corte dinámico (DSR).

Viscosímetro rotacional (RV)

La prueba del viscosímetro rotacional (Fig. 4.8) se utiliza para determinar las temperaturas de mezclado y compactación de la mezcla asfáltica en el laboratorio. Se determinan las viscosidades a distintas temperaturas, y se construye una carta de viscosidad (Fig. 4.9) en donde se seleccionan las temperaturas de mezclado y compactación correspondientes a los rangos de viscosidades de 0.17 ± 0.02 y 0.28 ± 0.03 Pa·s respectivamente.

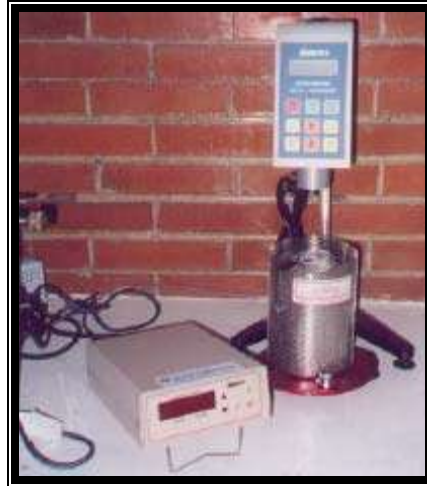


Fig. 4.8 Viscosímetro Rotacional

Es factible obtener los rangos de temperatura de mezclado y compactación para el asfalto AC-20 sin modificar, y modificado con SBS. Los resultados se muestran en la Fig. 4.9.

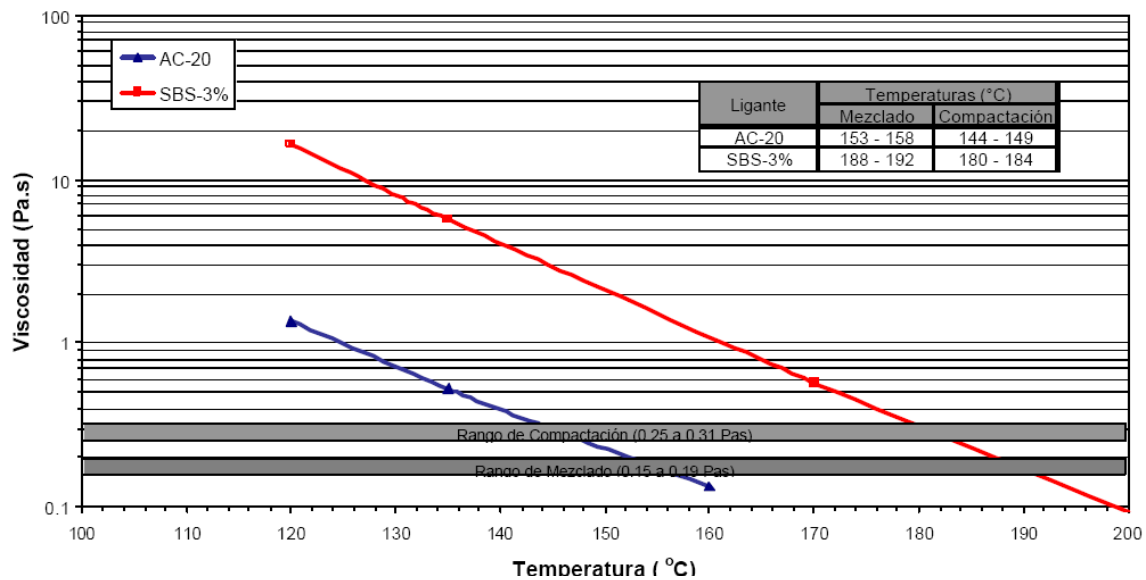


Fig 4.9 Carta de Viscosidad

Reómetro de corte dinámico (DSR)

Se lleva acabo la caracterización de los ligantes asfálticos en el DSR (Fig. 4.10) con el fin de evaluar su contribución a resistir las deformaciones plásticas en la mezcla, con base en la medición del parámetro reológico $G^*/\sin \delta$.

La prueba se realiza a los asfaltos en su estado original y envejecido en el horno RTFO.



Fig 4.10 Reómetro de corte dinámico.

4.1.1.2 Diseño Marshall

El diseño Marshall se realizó en base a la normativa AASHTO T 245-97(2001) *“Resistencia al Flujo Plástico de Mezclas Bituminosas usando el Equipo Marshall”*.

Para la elaboración de las pastillas Marshall se dosificaron 1100grs de material pétreo, utilizando los porcentajes material mencionados anteriormente en el ajuste granulométrico.

En la elaboración del diseño se utilizó un asfalto modificado PG-76 únicamente para la obtención de un óptimo de asfalto, para lo cual se realizaron mezclas empleando porcentajes de asfalto de 4.5%, 5%, 5.5%, 6% y 6.5%.

Los materiales fueron colocados en el horno a una temperatura de 180 °C aproximadamente, y una vez que se acondicionaron a la temperatura de mezclado, se dosificó el asfalto en peso respecto a la mezcla total. Posteriormente se procede al cubrimiento del agregado pétreo, manteniendo la temperatura de mezclado dentro del rango especificado hasta que las partículas más gruesas se hayan cubierto totalmente.

Cuando la mezcla haya alcanzado la temperatura de compactación, se coloca dentro de los moldes donde va ser compactada. Los moldes deberán estar calientes, así como los demás accesorios que se utilicen en el vaciado y acomodo de la mezcla, con el fin de evitar una reducción de temperatura de la mezcla asfáltica, previa a su compactación.

Para la compactación se utilizó el compactador marshall (Fig4.11) el cual consta de un pisón de compactación de forma circular en la base, con diámetro de 9.84cm, equipado con una pesa deslizante de 4.536 kg. de peso, cuya altura de caída es de 45.7 cm, por medio del cual proporcionamos una compactación de 75 golpes por cara.

Dejamos enfriar las pastillas elaboradas y posteriormente las desmoldamos, indicándoles el porcentaje y número de pastilla a cada una (Fig 4.12).



Fig 4.11 Compactador Marshall



Fig 4.12 Pastillas Marshall

Ya que estaban elaboradas las pastillas se dejaron enfriar durante 24 hrs.; se pesaron secas, sumergidas en agua y saturadas superficie seca, además de que se determinó el promedio de las alturas de cada pastilla, para posteriormente colocarlas en baño maría (Fig4.13) durante 30 min cada pastilla, al transcurrir los 30 minutos se secaron superficialmente y colocaron dentro de la prensa Marshall (Fig. 4.14) para obtener la estabilidad y flujo de cada una de ellas.



Fig 4.13 Baño maría



Fig 4.14 Prensa Marshall

Una vez obtenidos los parámetros de estabilidad y flujo de cada pastilla, se continuó con el cálculo de los parámetros de vacíos en la mezcla, vacíos en el agregado mineral, vacíos ocupados por el asfalto y el peso volumétrico de cada pastilla para obtener un óptimo de asfalto en base al porcentaje de asfalto que mejor comportamiento presento, en cuanto a los parámetros mencionados anteriormente y que están normados por la SCT.

4.1.1.4 Ensayo de Deformación Plástica

La evaluación de la susceptibilidad de la mezcla asfáltica a la deformación permanente, se realizó mediante la Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH.

Para la realización del ensayo de pista, se trabajo previamente en la calibración del equipo, para ajustarlo a la carga, el número de ciclos y la temperatura de ensayo que marca la normativa española (NLT 173/84 “Resistencia a la Deformación Plástica de Mezclas Bituminosas Mediante la Pista de Ensayo de Laboratorio”).

Una ves que logramos ajustarlo, nos dedicamos a la elaboración de pastillas Marshall para porcentajes del 5%, 6% y 7%; en este caso se utilizo un asfalto convencional AC-20 y un asfalto modificado con polímero SBS, fabricando seis pastillas por cada porcentaje y por cada tipo de asfalto.

Cada ensayo requería de tres de estas pastillas a las cuales se les determinaban los parámetros Marshall, a excepción del flujo y la estabilidad

Se cortaron las pastillas a una altura de 5cm., y se colocaron en el horno a 60 °C de 3 a 4 horas antes de que comenzara el ensayo.

Se encendían las resistencias de la máquina para que esta también llegara a la temperatura de ensayo.

Transcurrido el tiempo, se sacaron las pastillas del horno y se colocaron en el molde para ser fijadas al carro de desplazamiento.

Una vez que estaban bien colocadas las pastillas en el molde, se procedía a cerrar la cámara termostática para que se alcanzara la temperatura de ensayo nuevamente dentro de esta y se encendía el compresor.

Ya que la temperatura era la adecuada, se colocaba la rueda sobre las pastillas y se daba una serie de pasadas para asentar la llanta.

Se colocaba el micrómetro en ceros y se comenzaba con el ensayo.

Medimos la deformación acumulada al minuto de iniciado el ensayo, para después medirla a los tres y cinco minutos, después cada cinco minutos hasta llegar a los 45, y por ultimo cada 15 minutos hasta cumplir con las dos horas de ensayo.

Para esto debíamos verificar que no variara la velocidad de la rueda por la presión de aire que proporcionaba el compresor y que la temperatura se mantuviera en el rango de los 60 °C.

Terminado el ensayo, procedíamos a desmontar las pastillas para la realización de un nuevo ensayo.

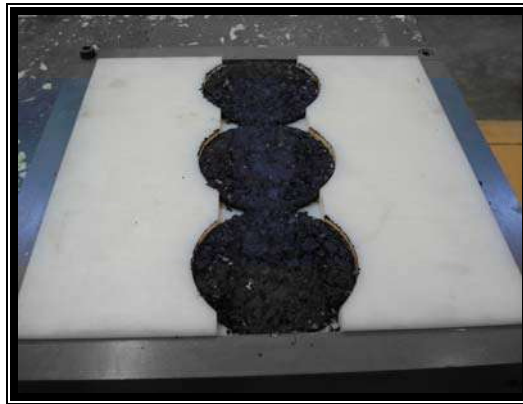


Fig 4.15 Pastillas colocadas en el molde

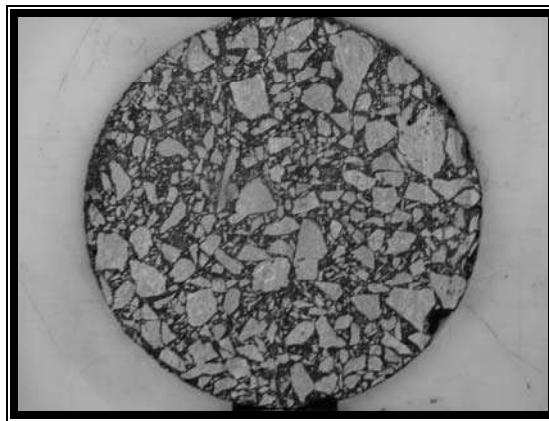


Fig. 4.16 Configuración del acomodo de lo agregados en la mezcla



Fig 4.17 Pastillas ensayadas en la pista de ensayo



Fig 4.18 Deformación provocada por la rueda

Capítulo

5

Análisis de Resultados

El presente análisis parte de los requerimientos que pide la normativa SCT para materiales utilizados en la elaboración de mezclas asfálticas de granulometría densa, para cualquier valor de ejes equivalentes (ESALs).

5.1 Propiedades físicas del agregado mineral

En el caso de los agregados pétreos, se trató de verificar que los agregados cumplieran con lo que marca la normativa SCT (*N-CTM-4-04/03 “Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas”*)

Parámetro	Valor (Norma)	Valor (Laboratorio)
Densidad Relativa, mínimo	2.4	2.61
Desgaste de los Ángeles; %, máximo	30	13.6
Partículas alargadas y lajeadas; %, máximo	35	84, 25
Equivalente de arena; %, mínimo	50	73

Tabla 5.1 Propiedades Mecánicas de los Agregados

Como podemos observar el material cumple con la característica de *Densidad Relativa*, de una forma adecuada. Así como también con el parámetro de *Desgaste de lo Ángeles* y *Equivalente de Arena*, únicamente se observaron problemas debido a que las partículas tienen una forma alargada que afectará de manera significativa, ya que el material pétreo puede ser que llegue a quebrarse al ser compactado, lo que nos provoca un ligero descontento en la utilización de este material. Pero aun así, se decidió utilizar el material debido a es el más empleado en la región.

Como se mencionó en el capítulo anterior, la curva granulométrica se ajustó para que pasara por el centro de los límites superior e inferior, marcados por la norma SCT. Tabla 5.2 y Figura 5.2

Abertura (mm)	Malla	Límites		Curva ajustada
25.400	1"	100	100	100.0
19.050	3/4"	100	100	100.0
12.700	1/2"	90	100	95.0
9.520	3/8"	76	90	89.1
6.350	1/4"	56	69	63.2
4.760	No. 4	45	59	51.6
2.000	No. 10	25	35	29.5
0.840	No. 20	15	22	20.3
0.420	No. 40	11	16	15.2
0.250	No. 60	8	13	10.5
0.149	No. 100	5	10	7.8
0.074	No. 200	2	6	4.5

Tabla 5.2. Ajuste granulométrico

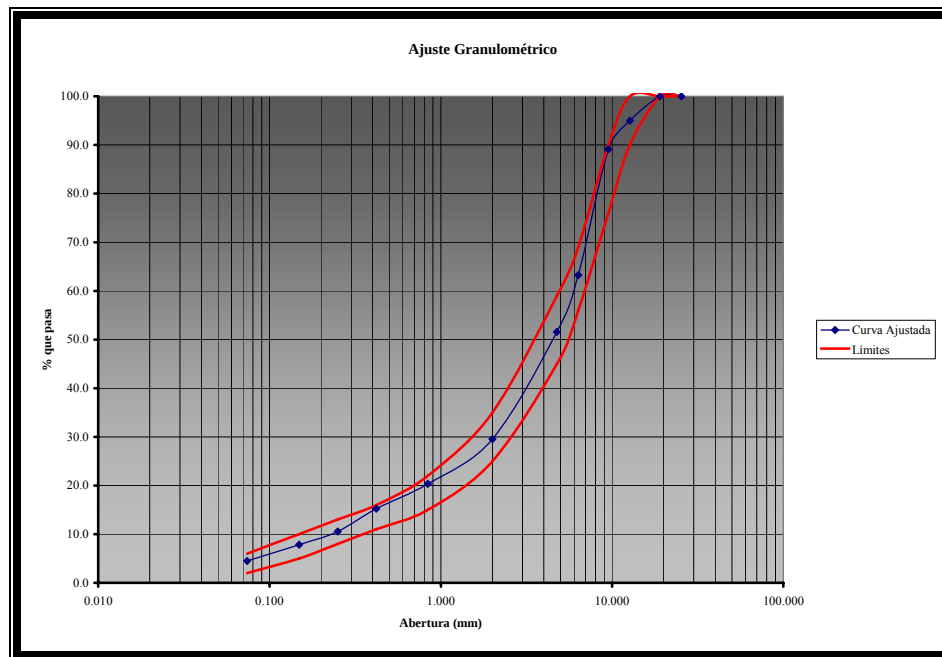


Fig. 5.1 Curva granulométrica utilizada para la elaboración de la mezcla

5.2 Propiedades físicas de los asfaltos empleados

Para la elección del ligante, se optó por uno de los de mayor consumo a nivel nacional, el cemento asfáltico AC-20. La caracterización del mismo conforme a la Normativa SCT (*N-CTM-4-05-001/05 "Calidad de Materiales Asfálticos"*) para uso vial (Clasificación por viscosidad). Se resume en la Tabla 5.3.

Características Del cemento asfáltico original:	Valor (Norma)	Valor (Laboratorio)
Viscosidad Dinámica a 60°C; Pa·s	200 ± 40	
Viscosidad Cinemática a 135°C; mm ² /s, mínimo (1 mm ² /s = 1 centistoke)	300	
Viscosidad Saybolt - Furol a 135°C, s, mínimo	120	
Penetración a 25°C, 100 g, 5 s, 10 ⁻¹ mm, mínimo	60	
Punto de inflamación de Cleveland; °C, mínimo	232	
Solubilidad, %, mínimo	99	
Punto de Reblandecimiento; °C	48 - 56	
Del residuo de la prueba de la película delgada:		
Pérdida por calentamiento; %, máximo	0.5	
Viscosidad dinámica a 60°C; Pa·s, máximo	800	
Ductilidad a 25°C y 5 cm/min; cm, mínimo	50	
Penetración retenida a 25°C, %, mínimo	54	

Tabla 5.3 Requisitos de calidad para un cemento asfáltico clasificado por viscosidad dinámica a 60°C

El asfalto modificado fue elaborado en los laboratorios de **UPREDESA** con un polímero tipo **SBS** (Estireno-Butadieno-Estireno), clasificado según la normativa SCT (*N-CTM-4-05-002/01 “Calidad de materiales Asfálticos Modificados”*); como un “Polímero Tipo I” que mejorara su comportamiento tanto a altas como a bajas temperaturas, el cual una vez modificado, le resultaron las siguientes características (Tabla 5.4).

Características Del cemento asfáltico original:	Valor (Norma)	Valor (Laboratorio)
Viscosidad Saybolt - Furol a 135°C, s, máximo	1000	1.8
Viscosidad rotacional Brookfield a 135°C; Pa s, máximo	4	
Viscosidad rotacional Brookfield (tipo Haake) a 177 °C; Pa s, máximo	- - -	
Penetración:		
• a 25°C, 100 g, 5 s, 10 ⁻¹ mm, mínimo	40	
• a 4°C, 200 g, 60 s, 10 ⁻¹ mm, mínimo	25	
Punto de inflamación de Cleveland; °C, mínimo	230	
Punto de Reblandecimiento; °C, mínimo	55	
Separación, deferencia anillo y esfera; °C, máximo	3	
Recuperación elástica por torsión a 25 °C; %, mínimo	30	
Resiliencia, a 25 °C, mínimo	20	
Del residuo de la prueba de la película delgada: (3.2 mm, 50 g)		
Pérdida por calentamiento a 163 °C; %, máximo	1	
Ductilidad a 4°C y 5 cm/min; cm, mínimo	7	
Penetración a 4 °C, 200 g, 60 s, 10 ⁻¹ mm, mínimo	- - -	
Penetración retenida a 4°C, 200 g, 60 s; %, mínimo	65	
Recuperación elástica en ductilometro a 25 °C; %, mínimo	50	
Incremento en temperatura anillo esfera; °C, máximo	- - -	
Modulo reológico de corte dinámico a 76 °C ($G^*/\text{sen } \delta$); kPa, mínimo	2.2	5.7
Modulo reológico de corte dinámico a 64 °C ($G^*/\text{sen } \delta$); kPa, mínimo	- - -	
Angulo de fase (δ) [visco-elasticidad], a 76 °C; ° (grados), máximo	75	
Angulo de fase (δ) [visco-elasticidad], a 64 °C; ° (grados), máximo	- - -	

Tabla 5.4 Requisitos de calidad para cementos asfálticos AC-20 modificados (Tipo I)

De los análisis anteriores se observa que se cumplen la mayoría de los parámetros, por lo que podemos decir que los materiales empleados son de buena calidad.

5.3 Parámetros Marshall

Una vez caracterizados los materiales, continuamos con el diseño Marshall. Realizados los ensayos para determinar las densidades de la mezcla, se tiene toda la información necesaria para obtener los parámetros volumétricos, y obtener el contenido óptimo de asfalto.

Consideramos un tránsito alto por lo que la compactación se hizo con 75 golpes por cara, buscando un 4% de vacíos; utilizando los porcentajes de asfalto en peso de 4.5, 5.0, 5.5, 6.0 y 6.5; mediante un asfalto modificado PG-76 de ahí los resultados siguientes (Figuras 5.2 a 5.7 y tabla 5.5).

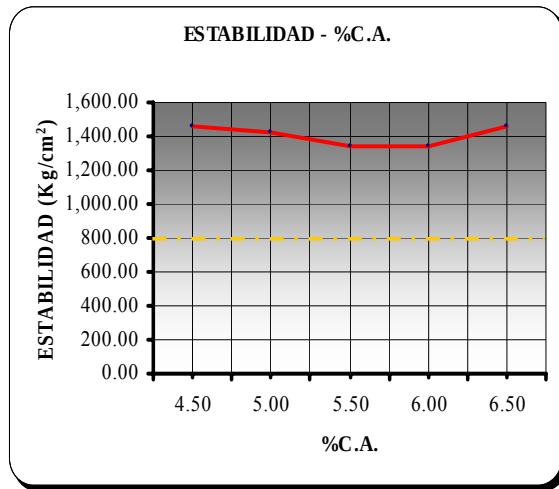


Fig. 5.2 Estabilidad marshall

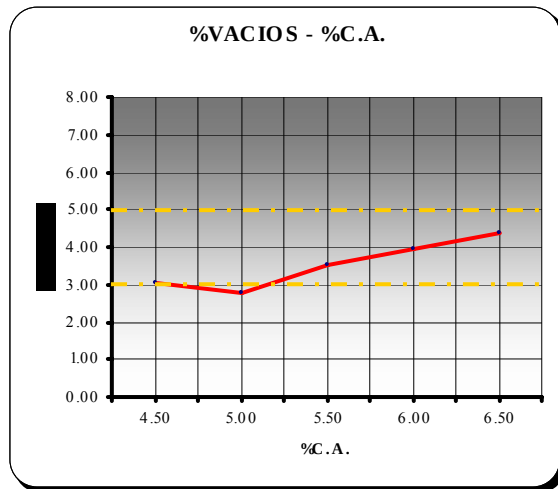


Fig. 5.3 Vacíos en la mezcla (%)

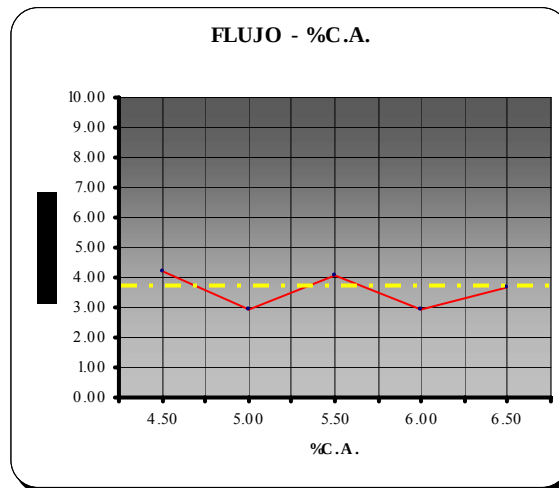


Fig. 5.4 Flujo marshall

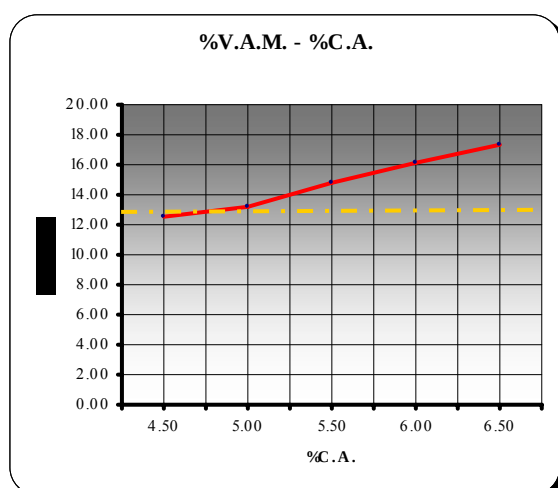


Fig. 5.5 Vacíos en el agregado mineral (%)

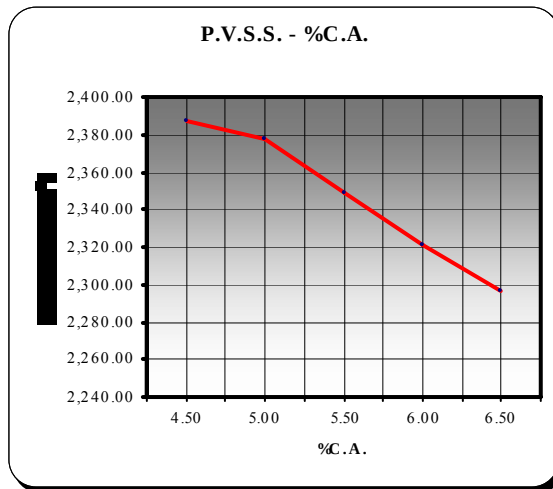


Fig. 5.6 Peso Volumétrico

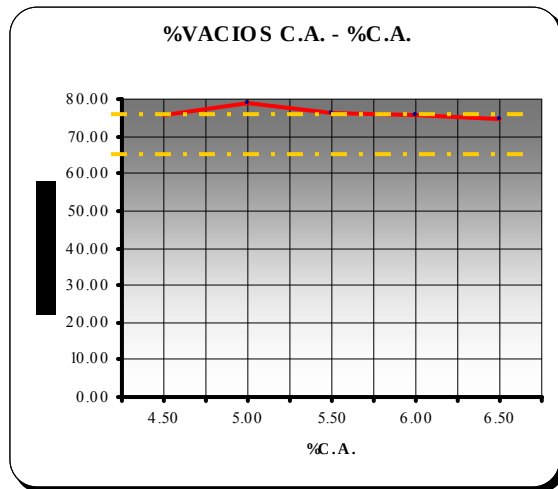


Fig. 5.7 Vacíos ocupados por CA (%)

Contenido de Asfalto	Nº de probeta	Peso Volumétrico (kg/m³)	Vacíos en la Mezcla (%)	VAM (%)	Vacíos llenados por el CA (%)	Estabilidad (kg/m²)	Flujo (mm)
4.50	1	2.39	3.06	12.57	75.63	14325.84	2.39
4.50	2						
4.50	3						
5.00	1	2.37	2.76	13.24	79.19	1,428.17	2.37
5.00	2						
5.00	3						
5.50	1	2.36	3.53	14.84	76.30	1,343.43	2.36
5.50	2						
5.50	3						
6.00	1	2.32	3.93	16.09	75.60	1,342.56	2.32
6.00	2						
6.00	3						
6.50	1	2.30	4.39	17.37	74.75	1,460.80	2.30
6.50	2						
6.50	3						

Tabla5.5 Resumen de resultados

De los resultados obtenidos podemos deducir que el contenido óptimo de asfalto es el 6%, ya que se el que mejor comportamiento presentó en lo que se refiere e los parámetros marcados por la norma SCT (*N-CTM-04-003-02 “Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras”*).

Parámetro	Valor (Norma)	Valor (Laboratorio)
Estabilidad; N, mínimo	8000	13170
Flujo; mm	2-3.5	2.97
Vacios en la mezcla asfáltica (VMC); %	3-5	3.93
Vacios ocupados por el asfalto (VFA); %	65-75	75.60
P.V.M.	Sin Norma	- - -
Vacios en el agregado mineral (VAM); % mínimo (para 4% de VMC)	13	16.09

Tabla 5.6 Parámetros **Marshall** para un 6% en peso de asfalto

Como podemos ver la mezcla cumple con la mayoría de los parámetros a excepción de los vacíos ocupados por el asfalto (VFA), que se encuentra al límite, por tal razón aceptamos como una mezcla de buena calidad de acuerdo a la normativa SCT.

5.4. Ensayo de Pista de Laboratorio

5.4.1 Resultados de Mezcla elaborada con Asfalto Convencional

A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos para el asfalto AC-20, en una serie de gráficas que representan la deformación que sufrió el asfalto en los intervalos de tiempo que marca la norma, para cada porcentaje por separado así como la velocidad de deformación promedio de cada porcentaje.

% de asfalto	5%	% de asfalto	6%	% de asfalto	7%
TIEMPO (min)	DEFORMACIÓN (mm)	TIEMPO (min)	DEFORMACIÓN (mm)	TIEMPO (min)	DEFORMACIÓN (mm)
0	0	0	0	0	0
1	0.2667	1	0.2667	1	0.3175
3	0.40894	3	0.4699	3	0.5207
5	0.46736	5	0.56515	5	0.6477
10	0.54102	10	0.71755	10	0.8001
15	0.5715	15	0.8128	15	0.889
20	0.60325	20	0.889	20	0.9779
25	0.63881	25	0.95885	25	1.0287
30	0.64897	30	1.0287	30	1.0795
35	0.66548	35	1.07315	35	1.11125
40	0.67691	40	1.14681	40	1.1684
45	0.69215	45	1.18237	45	1.1938
60	0.71501	60	1.37795	60	1.26365
75	0.8128	75	1.5367	75	1.3716
90	0.8255	90	1.65735	90	1.40335
105	0.86741	105	1.778	105	1.4478
120	0.88646	120	1.8415	120	1.5113

Tabla 5.7 Resumen de deformaciones acumulada promedio para el asfalto AC-20

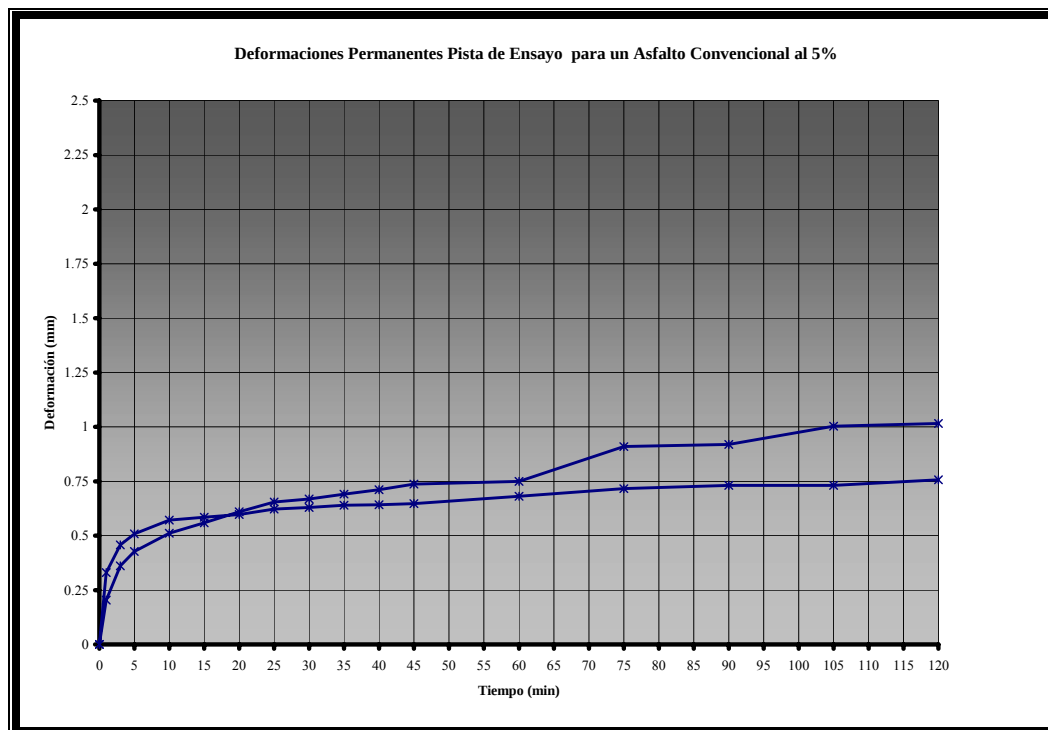


Fig.5.8 Gráfica Tiempo-Deformación para AC-20 al 5%

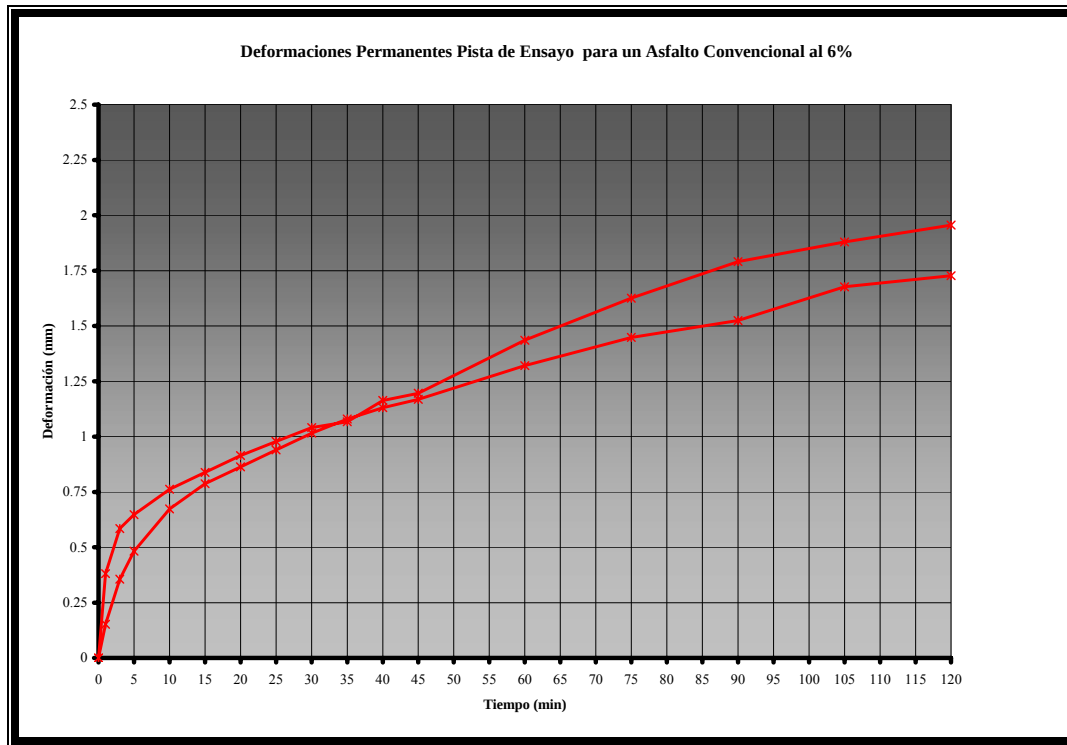


Fig.5.9 Gráfica Tiempo-Deformación para AC-20 al 6%

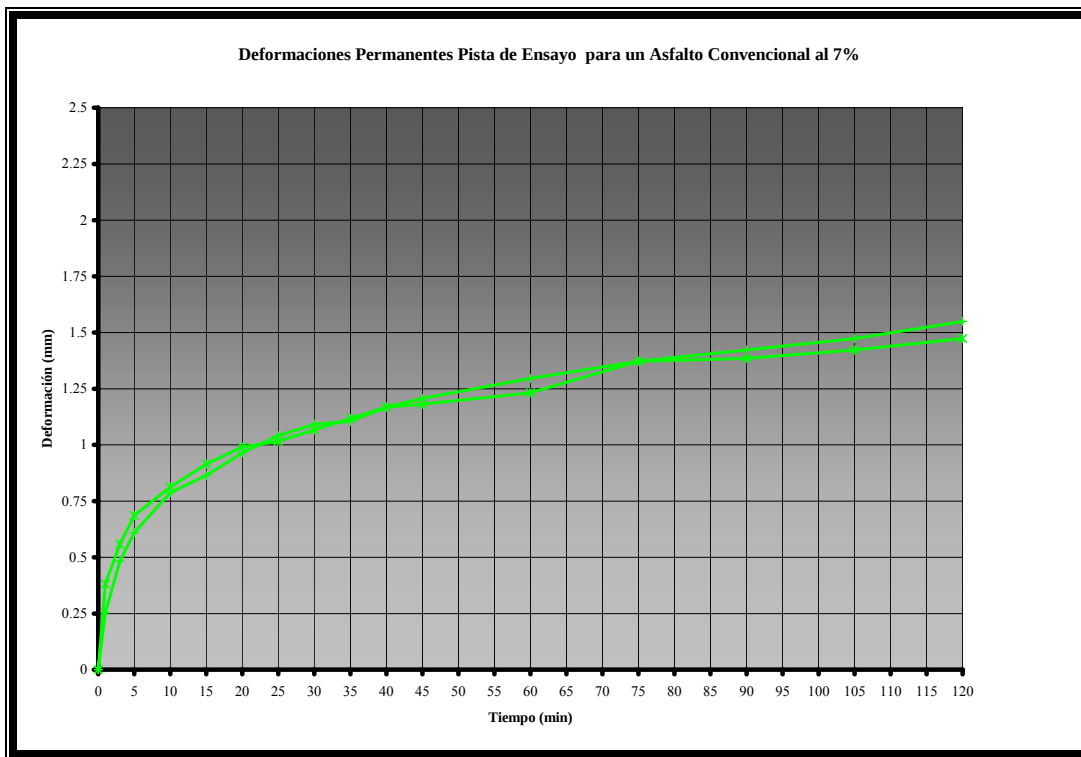


Fig.5.10 Gráfica Tiempo-Deformación para AC-20 al 7%

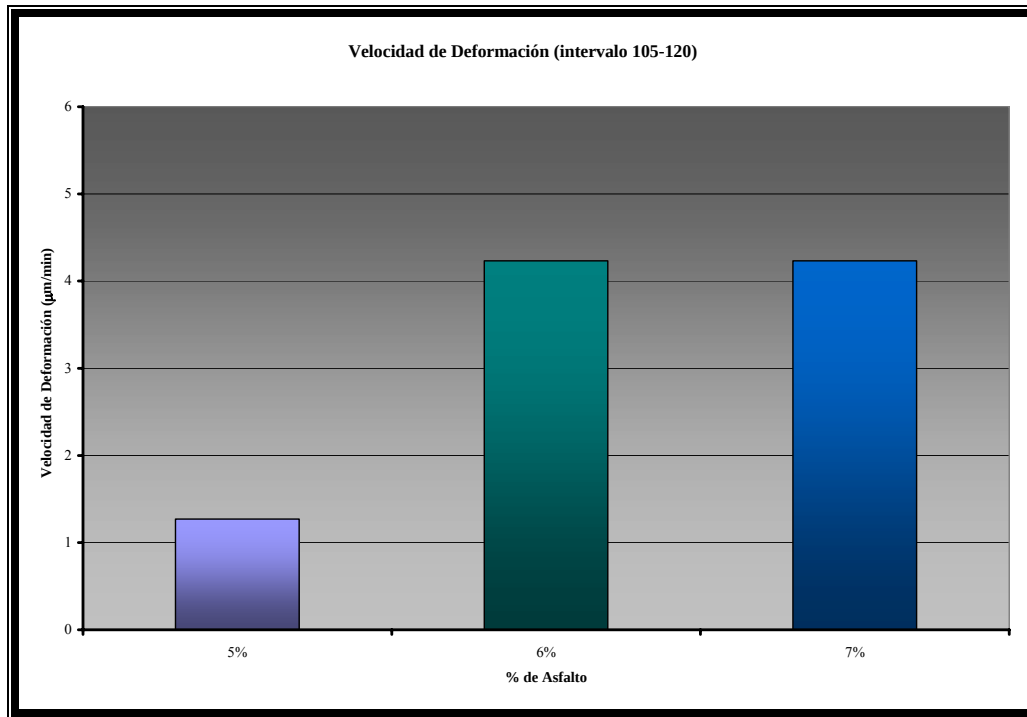


Fig. 5.11 Gráfica de Velocidad de Deformación AC-20

5.4.2 Resultados de Mezcla elaborada con asfalto Modificado SBS.

Esta otra serie de gráficas que se presentan a continuación son la representación de los resultados obtenidos para el asfalto modificado con polímero SBS a la deformación y tiempo, así como de velocidad de deformación.

Contenido de Asfalto	Nº de probeta	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Vacíos en la Mezcla (%)	VAM (%)	Vacíos llenados por el CA (%)
5.00	1	2.41	2.23	12.77	82.55
5.00	2				
5.00	3				
5.00	1	2.36	2.80	13.28	79.90
5.00	2				
5.00	3				
6.00	1	2.35	3.16	15.17	81.18
6.00	2				
6.00	3				
6.00	1	2.32	4.17	16.31	74.43
6.00	2				
6.00	3				
7.00	1	2.78	4.62	18.42	74.98
7.00	2				
7.00	3				
7.00	1	2.76	4.67	18.47	74.69
7.00	2				
7.00	3				

Tabla 5.8 Propiedades Volumétricas de la Mezcla Asfáltica elaborada con Asfalto Modificado con Polímero SBS

% de asfalto	5%	% de asfalto	6%	% de asfalto	7%
TIEMPO (min)	DEFORMACIÓN (mm)	TIEMPO (min)	DEFORMACIÓN (mm)	TIEMPO (min)	DEFORMACIÓN (mm)
0	0	0	0	0	0
1	0.3429	1	0.09017	1	0.16764
3	0.62865	3	0.18796	3	0.27686
5	0.70231	5	0.21082	5	0.33147
10	0.80264	10	0.29464	10	0.43942
15	0.89535	15	0.36322	15	0.51816
20	1.00076	20	0.44958	20	0.56261
25	1.08331	25	0.4826	25	0.60833
30	1.15189	30	0.54483	30	0.66167
35	1.23825	35	0.59817	35	0.72771
40	1.31064	40	0.64516	40	0.80391
45	1.34747	45	0.67056	45	0.87249
60	1.47066	60	0.76327	60	1.01981
75	1.48844	75	0.82296	75	1.15189
90	1.49987	90	0.87122	90	1.22936
105	1.5113	105	0.91313	105	1.31699
120	1.52527	120	0.93726	120	1.39319

Tabla 5.9 Resumen de deformaciones acumulada promedio para el asfalto modificado

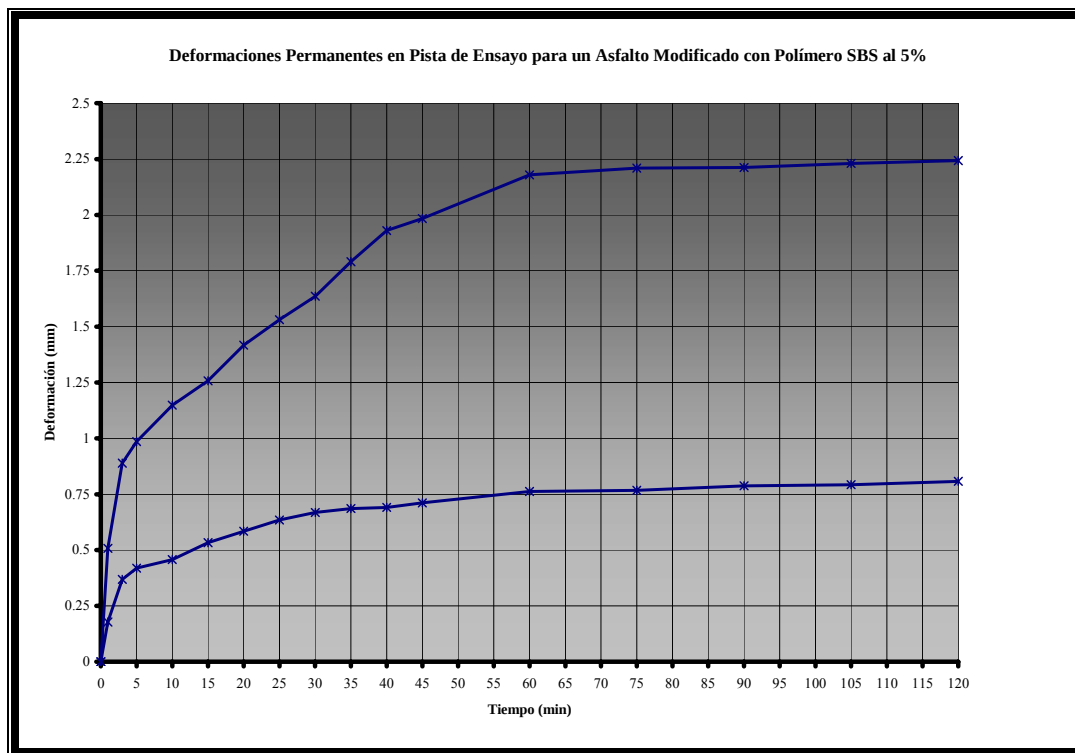


Fig. 5.12 Gráfica Tiempo-Deformación para PG-76 al 5%

En esta gráfica se observa una deformación excesiva de la 1ª prueba, pero la velocidad de deformación al final resulta ser la misma por lo que podemos deducir que se tuvo un asentamiento mayor de la mezcla.

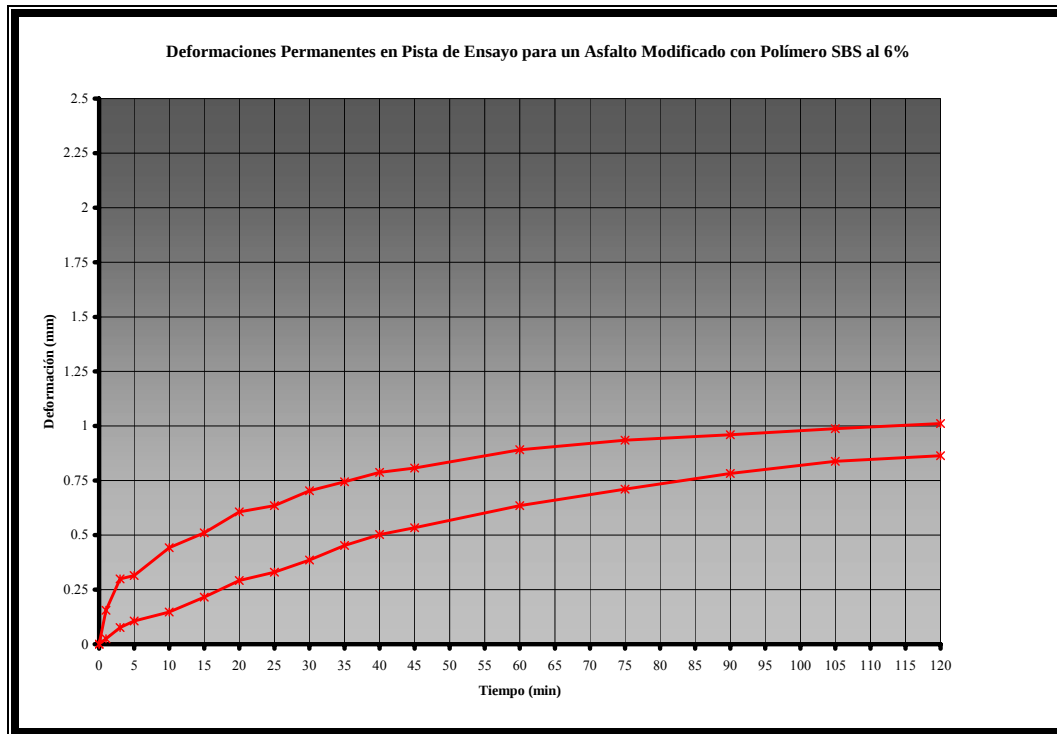


Fig. 5.13 Gráfica Tiempo-Deformación para PG-76 al 6%

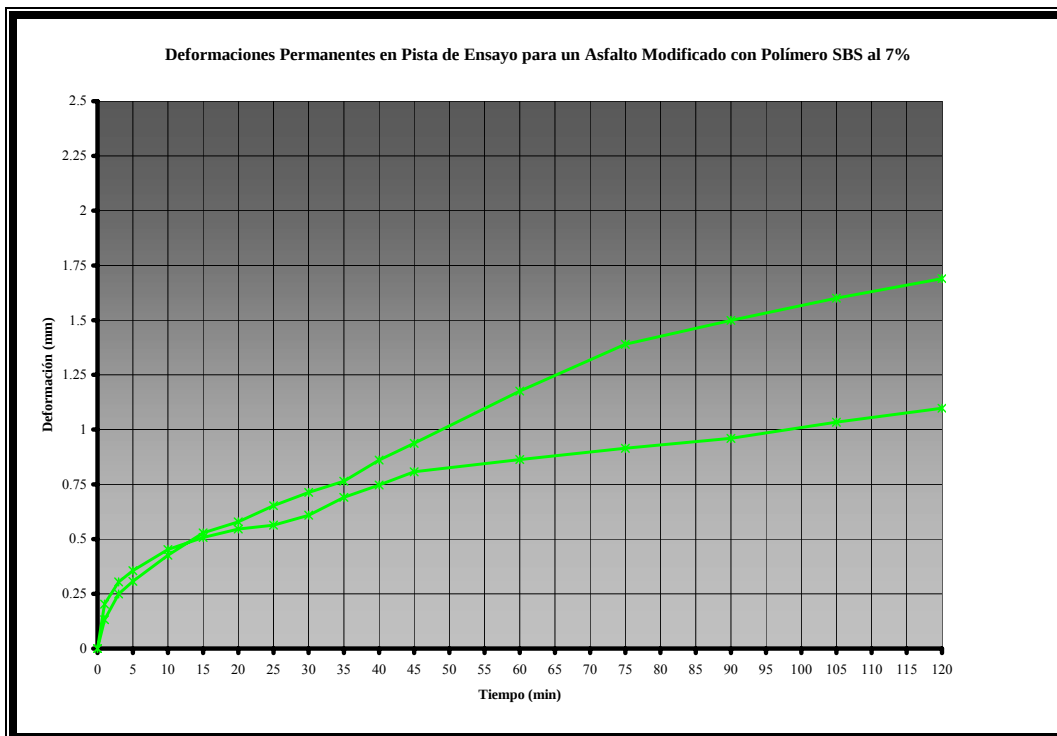


Fig. 5.14 Gráfica Tiempo-Deformación para PG-76 al 7%

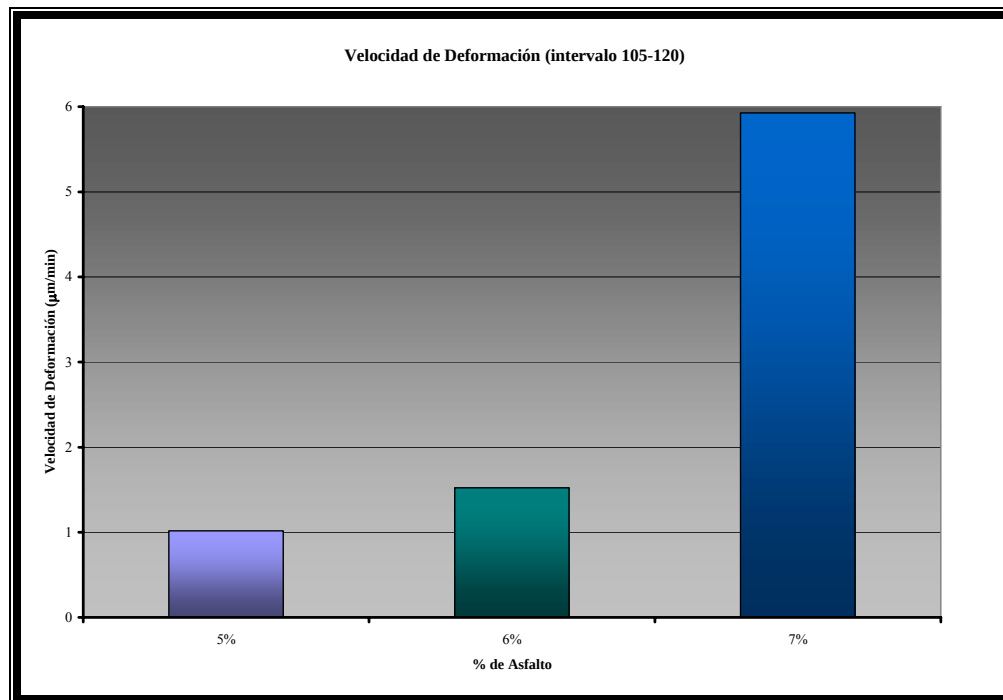


Fig. 5.15 Gráfica de Velocidad de Deformación PG-76

Como se puede ver en las gráficas anteriores, se observa que el asfalto convencional presenta una mayor deformación que el asfalto modificado, esto para cada porcentaje de asfalto, así como también las velocidades de deformación mejoran con la utilización de los del modificado. Pero aun así, ambos cumplen con lo que marca la normativa Española en lo que velocidad de deformación permanente se refiere, para una intensidad de tráfico T00 y temperatura media ($15 \mu\text{m}/\text{min}$) y se puede observar como entre mas porcentaje de asfalto ocurre una mayor deformación.

Resulta interesante ver el comportamiento que presentaron las distintas probetas ensayadas en la *Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH*, ya que se logra apreciar la mejora que existe en la deformación permanente al adicionarle un modificador al asfalto.

Cabe mencionar que se deben realizar mas pruebas en esta máquina para poder correlacionar el comportamiento que tendrán las pastillas cuando el confinamiento que le proporciona el molde no sea tan rígido, esto con la finalidad de poder obtener una corrección en la deformación que sufren las probetas Marshall con respecto a probetas de mayores dimensiones.

Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

En conclusión podemos decir que se logró ampliar el conocimiento que se tenía sobre las deformaciones plásticas, y los ensayos que se realizan al respecto. Mediante esta investigación nos dimos cuenta de que existen un sinnúmero de pruebas para predecir y determinar las características y comportamiento de las mezclas asfálticas en los pavimentos. Pero en especial conocimos los factores que tienen mayor influencia en la formación de las deformaciones plásticas o permanentes, que provocan las denominadas “Roderas”,

Aprendimos a determinar las características de los materiales empleados en la elaboración de una mezcla, mediante lo cual observamos que el material con el que se cuenta en la región, cumple en cierta parte con los lineamientos que marca la Secretaría de Comunicaciones y transportes (SCT), además que nos dimos cuenta de cómo afectan sus características al comportamiento mecánico de una mezcla.

El motivo por el que se realizó esta investigación, fue para evaluar y comparar el desempeño a las deformaciones plásticas que tienen las mezclas densas elaboradas con asfalto convencional y con respecto a las elaboradas con asfalto modificado con polímero SBS. Por medio de la “*Pista de Ensayo de Laboratorio UMICH*” evaluamos el comportamiento de ambas mezclas, y de los resultados obtenidos, concluimos que hay una mejora en la resistencia a las deformaciones plásticas debida a la inclusión del modificante (SBS) en el asfalto; ya que se observaron deformaciones menores en las probetas elaboradas con asfalto modificado que en las que se elaboraron con asfalto convencional, debido a que el modificado presenta una mayor dureza y resistencia a fluir en condiciones extremas de temperatura.

También podemos deducir que la composición granulométrica ayudo para que se tuvieran deformaciones menores en ambas mezclas, ya que al ser una mezcla densa, se disminuyo la cantidad de vacíos dentro de esta y por lo tanto existía un mayor confinamiento entre partícula y partícula lo que dificulta el deslizamiento de esta dentro de la mezcla y evita la formación de deformaciones mayores. La textura de los agregados, así como también la forma, contribuyeron a que en la mezcla existiera mayor fricción, característica que aumenta la resistencia a las deformaciones permanentes.

Además la forma influye de manera especial en la configuración de la mezcla, ya que al ser las partículas, de una forma alargada, estas se quiebran al momento de la compactación modificando la granulometría original. La compactación que ocurre en la mezcla se ve también afectada por la cantidad de finos y polvo mineral, ya que al ser adecuada la cantidad de material llenante, resulta una compactación mejor; al estos llenar la cantidad adecuada de vacíos y provocando a su vez menores deformaciones.

Otro factor que influye significativamente en el comportamiento de las mezclas asfálticas a las deformaciones plásticas, y que observamos durante la ejecución de los ensayos es la temperatura. Al realizar los ensayos se pudo observar como afectaba en gran cantidad a la deformación plástica con solo variar un poco la temperatura de ensayo, incrementándose la deformación en forma notable, este factor no lo podemos controlar nosotros en un

camino pero lo podemos prevenir al utilizar asfaltos tengan mejor desempeño a altas temperaturas de trabajo, como lo es el caso del asfalto modificado que utilizamos en este trabajo, que además de disminuir la viscosidad de la mezcla, evitamos que exista sangrado del asfalto en la carretera.

Dentro del comportamiento que presentaron los ensayos, y aplicando el criterio de *pasa/no pasa* que aplica la normativa española, las dos mezclas ensayadas o los dos asfaltos estudiados tuvieron un comportamiento adecuado dentro de lo que marca la norma, las velocidades de deformación en el intervalo de tiempo 105-120, fueron mucho menores a los valores límite que marca dicha norma; y cabe mencionar que la normativa española es mas exigente que la normativa SCT en lo que se refiere a los materiales empleados. Hay que mencionar que el confinamiento que se le dio a las probetas Marshall ensayadas en la pista de ensayo, es mucho mas rígido y provoca que no existan desplazamientos laterales del material, lo que nos afecta en la cantidad de deformación de las probetas, por lo que se recomienda analizar el mismo tipo de mezcla, en probetas de mayores dimensiones como lo pueden ser las mencionadas en los ensayos que se realizan con otras máquinas.

Esta recomendación se hace para poder determinar un factor de corrección y así tener resultados más precisos sobre el comportamiento de las mezclas en sus condiciones reales. Por el momento en la universidad no se cuenta con el equipo para compactar probetas de mayor tamaño, por lo que no es posible determinar un factor de comparación.

Es importante mencionar que se logró uno de los objetivos principales de esta investigación, que fue el de realizar el ensayo de pista para la determinación permanente, así como también hemos visto que ya existe mayor interés sobre el tema dentro de la comunidad estudiantil y académica de la universidad.

Recomendaciones

Por último hay mencionar que se recomienda la utilización de modificantes del tipo SBS (Estireno-Butiadieno-Estireno), para la elaboración de mezclas asfálticas en caminos que presenten una intensidad de tráfico elevada, sobretodo en aquellas por las que el tráfico que circula es de carga, ya que por su mejor comportamiento ante las deformaciones plásticas y las altas temperaturas, representan un ahorro en el mantenimiento, y al disminuir la formación de roderas, existe una mayor seguridad y confort en los usuarios de una carretera; también se incrementa el periodo de vida de esta, aunque antes su utilización debe hacer un análisis de costos-beneficios, ya que el costo del asfalto modificados es relativamente un 25% mayor que el de una asfalto convencional.

Otra cosa que también se recomienda es tener cuidado en la selección de los materiales empleados, de tal manera que cumplan con las características que marca la norma y tener cuidado en la elaboración de las mezclas para evitar errores en el procedimiento constructivo, ya que a veces aunque el diseño sea adecuado, estas fallas hacen que lo realizado anteriormente en el diseño, no sirva de nada.

En lo que se refiere a la máquina de pista e la Universidad Michoacana, esta ya se encuentra funcionando de forma adecuada, de tal manera que permite la realización de ensayos aunque únicamente para probetas del tipo Marshall, pero se recomienda hacer algunas mejoras para que trabaje de una manera mas adecuada, como el caso del micrómetro que se utiliza, que presenta variaciones en la medición provocando errores en esta, además de que la velocidad de desplazamiento se ve afectada por el dispositivo de inyección de aire que no suministra constantemente la cantidad de aire que se requiere para que el carro de desplazamiento se mueva a la misma velocidad todo el tiempo y dándonos una variación en el número de ciclos durante el ensayo. Otro dispositivo que presenta fallas es el termopar, que no funciona de forma adecuada provocando que la temperatura se tenga que controlar manualmente, apagando y prendiendo las resistencias de forma continua para mantener la temperatura de ensayo en lo niveles que marca la

norma. Pero con todas estas limitaciones que aun presenta el equipo, se puede decir que la máquina ya se encuentra funcionando y lista para realizar más pruebas de este tipo.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) Alarcón Ibarra, Jorge. (2003). “Estudio del Comportamiento de Mezclas Bituminosas Recicladas en Caliente en Planta”. Tesis de Postgrado. Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio. ETSECCPB. U.P.C. Barcelona, España.
- (2) Brown S. F. and P. S. Pell (1974). “Repeated Loading of Bituminous Materials”. CAPSA 74. National Institute for Road Research, Republic of South Africa, Durban.
- (3) Cepeda Aldape Jorge B, (2002). “Análisis del comportamiento de mezclas asfálticas a fisuración por fatiga mediante la aplicación de un nuevo ensayo dinámico a tracción directa”, Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- (4) Corté J. F. et al (1994). “Investigation of Rutting of Asphalt Surface Layers: Influence of Binder and Axle Loading Configuration”. Transportation Research Record No. 1436.

- (5) Crespo, C. (2001). "Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y puertos" ED. Limusa, 3^a edición, México D.F.
- (6) Davis, R. (1988). "Large Stone Mixes: An historical insight." IS-103, National Asphalt Paving Association.
- (7) Elliot R. P. et al. (1991). "Effect of Agregate Gradation Variation on Asphalt Concrete Mix Properties". Transportation Research Record No. 1317.
- (8) Fonseca Rodríguez, C. H., (2000), "Estudio de Deformaciones Plásticas Permanentes (Rutting) en Mezclas Asfálticas Elaboradas con Materiales de la Zona Noreste de México Mediante la Máquina de Pista (Wheel Tracking)". XXX Congreso de Investigación y Extensión del Sistema ITESM, ITESM, Campus Monterrey. México.
- (9) Garnica, et al (2002). "Mecánica de Materiales para Pavimentos". Publicación Técnica No. 197. Sanfandila, Querétaro.
- (10) Garnica, et al (2005). "Caracterización Geomecánica de Mezclas Asfálticas". Publicación Técnica No. 267. Sanfandila, Querétaro.
- (11) Garnica, et al (2002). "Análisis Comparativo de los Métodos Marshall y Superpave para Compactación de Mezclas Asfálticas" Publicación Técnica No. No. 271. Sanfandila, Querétaro.
- (12) Hanson D. I. et al. (1994). "Evaluation and Characterization of a Rubber – Modified Hot Mix Asphalt Pavement". Transportation Research Record No. 1436.
- (13) Harvey J. and Monismith (1993). "Effect of Asphalt Concrete Specimen Preparation Variables on Fatigue and Permanent Deformation Test Results Using Strategic Highway Research Program A-003A Proposed Testing Equipment". Transportation Research Record No. 1417.

- (14) Hoftra, A., and A.J.G. Klomp (1972). "Permanent Deformation of Flexible Pavements Under Simulated Road Traffic Conditions". Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol 1. London.
- (15) Huang Yang H. (1993). "Pavement Analysis and Design". University of Kentucky. Prentice Hall, inc. U.S.A.
- (16) Juárez Badillo E., Rico Rodríguez a. (1947), "Mecánica de Suelos, Tomo I", Editorial Limusa, México, D.F.
- (17) Kamel N. I. and Miller L. J. (1994). "Comparative Performance of Pavement Mixes Containing Conventional and Engineered Asphalts". Transportation Research Record No. 1454.
- (18) Kandhal P. S. and Mallick R. B. (2001). "Effect of Mix Gradation on Rutting Potential of Dense – Graded Asphalt Mixtures". Transportation Research Record No. 1767.
- (19) Krutz N. C. and Stroup – Gardiner M. (1992). "Permanent Deformation Characteristics of Recycled Tire Rubber-Modified and Unmodified Asphalt Concrete Mixtures". Transportation Research Record No. 1339.
- (20) Lekarp et al. (1997). "Influences on Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials". Transportation Research Record No. 1547.
- (21) Linden F. and J. Van Der Heide (1987). "Some Aspects of the Compaction of Asphalt Mixes and its Influence on Mix Properties. Proceedings. The Association of Asphalt Paving Technologist, Vol. 56.

- (22) Loría, Guillermo, et. al (2004). “Microaglomerados en Ccaliente para Capas de Rodadura”. Reporte de Investigación. Costa Rica.
- (23) M.F. “Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares” Normativa de Carreteras. Ministerio de Fomento. España.
- (24) Mahboub K, and D.N. L Little (1988). “Improved Asphalt Concrete Design Procedure”. Research Report 474-1F, Texas Transportation Institute.
- (25) Monismith C. L., K. Inkabi, C. R. Freeme and D.B. Mclean (1977). “A Subsystem to Predict Rutting in Asphalt Concrete Pavements Structures”. Proceedings, Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol. 1.
- (26) Monismith C. L., J. Epps, and F. N. Finn. (1985). Improved Asphalt Mix Design, Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Williamsburg, Virginia, Vol. 54.
- (27) Monismith C. L. and A. A. Tayebali (1988). Permanent Deformation (Rutting) Considerations in Asphalt Concrete Pavements Sections. Proceedings, The Association of
- (28) Asphalt Paving Technologists, Williamsburg, Virginia, Vol. 57.
- (29) Monismith C. L., et al.(1994). “Permanent Deformation Response of Asphalt – Aggregate Mixes”. SHRP-A-415. National Research Council. Washington, D.C. U.S.A.
- (30) Norma NLT173/84. “Resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio”

- (31) Nosetti, R. A. Bianchetto H. (2005) “Estudios Comparativos de Microaglomerados Discontinuos y Stone Mastic Asphalt (SMA)”. 1ª Parte. “Resistencia al ahuellamiento”. XIII Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto. Costa Rica.
- (32) Padilla Rodríguez, Alejandro. (2004). “Análisis de la Resistencia a las Deformaciones Plásticas de las Mezclas Bituminosas Densas de la Normativa Mexicana Mediante el Ensayo de Pista”. Tesis de Postgrado. Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio. ETSECCPB. U.P.C. Barcelona, España.
- (33) Rebala S. R. and Estakhri C. K. (1995). “Laboratory Evaluation of Crumb Rubber Modified Mixtures Designed Using TxDOT Mixture Design Method”. Transportation Research Record No. 1515.
- (34) Rodríguez T. et al. (2001).”Desarrollo de Aditivos para Asfaltos Modificados con Bajos Contenidos de Hule”. Publicación Técnica No. 160. Instituto Mexicano del Transporte. Sanfandila Querétaro.
- (35) SCT. “Normativa para la Infraestructura del Transporte”. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México.
- (36) Silvia Angelote, et. al (2006). “Deformaciones Permanentes de Mezclas Asfálticas”. Secretaria de Ciencia y tecnología; Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura; Universidad Nacional de rosario, Argentina.
- (37) Stuart K. D. (1993). “Asphalt Mixtures Containing Chemically Modified Binders”. Transportation Research Record. No. 1417.
- (38) (2002) “Catalogo de Deterioros de pavimentos Flexibles”. Consejo de directores de Iberia e Iberoamérica. Colección de Documentos Vol. 11, México

- (39) Uge P. and P.J. Van De Loo. (1974). "Permanent Deformation of Asphalt Mixes". Koninklijke/Shell-Laboratorium, Amsterdam, November 1974.
- (40) Zaman, Musharaf, et al. (1993). "Resilient Modulus of Granular Materials". Journal of Transportation Engineering. Vol. 120, No. 6.

PAGINAS WEB VISITADAS

- (1) <http://www.sct.gob.mx>
- (2) <http://www.imt.mx>
- (3) <http://www.mfom.es/>
- (4) <http://www.cedex.es>
- (5) <http://www.asphaltinstitute.org>
- (6) <http://www.carreteros.org>
- (7) <http://www.fhwa.dot.gov/>
- (8) <http://www.asphaltwa.com/>
- (9) <http://www.hotmix.org/>
- (10) <http://www.e-asphalt.com>