



ASFÁLTICA

REVISTA TÉCNICA



 **XI CONGRESO
MEXICANO
DEL ASFALTO**

-  **Correlación entre parámetros reológicos del cemento asfáltico y su resistencia al agrietamiento de mezclas asfálticas en caliente**
-  **Efecto de aplicar distintas condiciones de carga en las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico**





“ Con soluciones sustentables,
nos enfocamos en la preservación
oportuna de pavimentos del país. ”

Carlos Coria
Asesor en Gestión y Diseño
Estructural de Pavimentos



*CONSOLIDANDO NUESTRA TRAYECTORIA,
ABRIENDO NUEVOS CAMINOS.*



**Ergon® Asfaltos
México**

ergonasfaltos.com

ADQUIERE TU TREN DE PAVIMENTACIÓN



PAVIMENTADORA CAT AP355F



COMPACTADOR NEUMÁTICO CAT CW16



COMPACTADOR DOBLE RODILLO CAT CB7

SOLUCIONES COMPLETAS PARA TUS PROYECTOS DE PAVIMENTACIÓN Y ASFALTO

- ✓ **Componentes ecológicos** que reducen desperdicios y costos de reemplazo. 
- ✓ **Tecnología de medición** en los equipos*.
- ✓ **Capacitación técnica y operativa** por especialistas certificados.
- ✓ **Refacciones originales y servicios.**

MÁS INFORMACIÓN



CONTÁCTANOS

WWW.MADISA.COM | 800-926-2347

/MADISACAT



MADISA® 

Sumario

Presidente

Víctor Manuel Cincire Romero Aburto

Vicepresidentes

Mauricio Centeno Ortiz
Salvador Fernández Ayala
Antonio Martín del Campo Cerda

Secretario

Javier Herrera de León

Tesorero

Juan Adrián Ramírez Aldaco

Consejeros

Luis Manuel Pimentel Miranda
Paul Garnica Anguas
Hugo Bandala Vázquez
Israel Sandoval Navarro
Leonardo Ambrosio Ochoa Ambriz
J. Jesús Martín del Campo Limón
Francisco Javier Romero Lozano
Alejandro Padilla Rodríguez

Comité de vigilancia

Luis Guillermo Limón Garduño
Raúl Vicente Orozco Santoyo
Ricardo Buzo Romero

Comisión de honor

José Jorge López Urtusuástegui
Verónica Flores Déleon
Raymundo Benítez López

Director General

Raúl V. Orozco Escoto
dg@amaac.org.mx
www.amaac.org.mx

Diseño y formación

Lizbeth de Lucio



Asociación Mexicana
del Asfalto, A.C.

4 Comités técnicos

8 Correlación entre parámetros reológicos del cemento asfáltico y su resistencia al agrietamiento de mezclas asfálticas en caliente

21 Efecto de aplicar distintas condiciones de carga en las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico

34 Análisis del agrietamiento de la carpeta asfáltica con 30% de RAP de la carretera Guadalajara-Barra de Navidad en el estado de Jalisco

47 Estudio de viabilidad de las pruebas IDEAL-CT y DCT para su implementación en diseños de mezclas asfálticas y control de calidad en campo

63 Las carreteras sostenibles y su importancia en el futuro de la industria de construcción de carreteras

77 Estudio comparativo de mezclas asfálticas en caliente y en tibio de acuerdo con el Protocolo AMAAC nivel IV

Editorial

El XII Consejo Directivo de AMAAC inició actividades en octubre de 2021 y agradecemos a todos los asociados que nos favorecieron con su confianza y su voto, para tomar la responsabilidad de continuar con el fortalecimiento de esta gran asociación, los llamamos a continuar participando activamente en su desarrollo.

La labor de la AMAAC se basa en la participación constante de sus asociados y mantiene su fortalecimiento mediante la difusión directa ante las autoridades y las empresas en el ciclo de la vida del asfalto, como son los organismos estatales centralizados, institutos de investigación y educación, relacionadas todas ellas con la fabricación y empleo de los asfaltos. Los asociados de la AMAAC son especialistas en diferentes áreas e integran Comités técnicos.

Es verdad que siguen siendo tiempos difíciles para el sector, pero afrontamos nuevos retos y oportunidades que nos plantea el panorama actual, con la motivación adicional de que el próximo 7 de agosto de 2022 nuestra asociación estará cumpliendo sus primeros 25 años de existencia, en franca mejora y rejuvenecimiento, reinventándonos para cumplir cabalmente con el principal objetivo de difundir el conocimiento, investigación, innovación y desarrollo de nuevas tecnologías, con el reconocimiento nacional e internacional de la industria de los pavimentos asfálticos.

Nuestro pasado XI Congreso Mexicano del Asfalto celebrado en octubre de 2021, en la hermosa Riviera Maya, estuvo lleno de satisfacciones y por primera vez la organización de los bloques temáticos recayó en los comités técnicos que integra nuestra asociación, para sorprendernos gratamente con el nivel de los trabajos presentados y la organización técnica, por lo que les damos nuestro mayor agradecimiento a todos quienes lo hicieron posible.

La selección de los artículos presentados en esta edición de asfáltica y las subsecuentes, estará a cargo de cada comité con la finalidad de enriquecer aún más su contenido en los diversos temas presentados.

En este contexto, en el marco del congreso firmamos un convenio de colaboración con la empresa pública de Ecuador, Asfaltar EP y en diciembre con la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT), el de Innovación en la Construcción, con lo que reafirmamos nuestro compromiso con la innovación en materia de pavimentos asfálticos y la estrecha colaboración con las dependencias gubernamentales para continuar contribuyendo a la mejora de la infraestructura carretera de nuestros países.

Así mismo continuaremos apoyando a la SICT en los programas de capacitación del personal encargado de la construcción y conservación de pavimentos flexibles, así como de las empresas ligadas con el sector.

Les deseamos a todos nuestros lectores de **ASFÁLTICA**, salud y fortaleza para afrontar los nuevos retos de este año 2022, con la resiliencia necesaria para lograr el éxito y continuar cumpliendo los objetivos que se han planteado.

Víctor M. Cincire R. A.
Presidente
Decimosegundo Consejo Directivo



El 27, 28 y 29 de octubre de 2021, se llevó a cabo el XI Congreso Mexicano del Asfalto, con sede en la Riviera Maya, Quintana Roo, el tema central fue "Buenas Prácticas en los Pavimentos Flexibles". Este congreso tuvo una asistencia de más de 500 participantes.

Comités técnicos

ENSEÑANZA Y EDUCACIÓN

Objetivo general:

Contribuir a la capacitación de los asociados, profesionales y educadores en los temas de los asfaltos, mezclas asfálticas y pavimentos flexibles mediante la estructuración e implementación de cursos, seminarios o talleres que contribuyan en la actualización continua de los profesionales, en activo y en formación, del sector de la infraestructura vial.

Objetivos particulares:

- Proponer un programa de capacitación en coordinación con los comités técnicos.
- Estudiar, aprobar y dar seguimiento a los programas propuestos por los comités hasta su adecuada implementación.
- Revisar que los cursos, talleres o seminarios propuestos cumplan con el propósito de instrucción y buenas prácticas en la implementación de metodologías, diseños o aplicaciones con un estricto contenido técnico académico.
- Velar porque se promuevan, nuevos desarrollos de materiales, tecnologías, aplicaciones sin la promoción de marcas comerciales.
- Promover la participación en eventos de difusión e instrucción para estudiantes y docentes en las instituciones de educación superior con las carreras afines al desarrollo, diseño, planeación o gestión de carreteras.

Miembros

Rosemberg Reyes Ramírez
Carlos Humberto Fonseca Rodríguez

MATERIALES ASFÁLTICOS

Definición:

Las actividades de este comité están relacionadas con los aspectos tecnológicos que incluyen investigaciones, normas y publicaciones relativas con el asfalto como material ligante utilizado aplicaciones en caliente, templadas, en tibio y en frío.

El alcance del comité incluye la caracterización propia del asfalto utilizado como ligante, las propiedades (químicas, físicas, reológicas, mecánicas entre otras) y los aspectos de seguridad y ambientales y el diseño y aplicación de las capas asfálticas aplicadas en frío y templadas.

Objetivos:

- Promover el uso de los materiales asfálticos en México (Ligantes asfálticos, Emulsiones asfálticas, Selladores, Impermeabilizantes de techo, etc.)
- Reunir, generar y difundir información técnica en materia de materiales asfálticos y sus aplicaciones incluyendo su proceso de producción.
- Participar en procesos de estandarización y normatividad.
- Trabajar en la generación de buenas prácticas y seguridad.
- Contribuir a difundir el conocimiento de materiales asfálticos en México.

Miembros

Rosita Martínez Arroyo
Israel Sandoval Navarro
Norberto Cano
César Álvarez
Ricardo Salazar

Raymundo Benítez
Ernesto González
Álvaro Muñoz
Gabriel Hernández Zamora
Rodolfo Mauricio López Delgado

MEZCLAS ASFÁLTICAS

Objetivos:

- Coadyuvar en el estudio, documentación y la capacitación de recursos humanos en temas relacionados con las capas densas, capas de rodadura y el control de calidad de las mezclas asfálticas elaboradas en caliente. Así como proporcionar las herramientas y estudios técnicos, ayudando a resolver problemáticas actuales mediante el análisis e implementación de nuevas tecnologías que sean técnica y económicamente factibles para su uso en el área de los pavimentos asfálticos.

Miembros:

Alejandro Castellanos Cordero
Eymard Ávila Vázquez
Carlos Alberto Jiménez García

César Álvarez
Daniela Bocanegra Martínez

Enrique Villa Huerta
Sergio Serment Moreno

MATERIALES RECICLADOS

Definición

Este comité está relacionado con los aspectos tecnológicos que incluyen investigaciones, normas y publicaciones relacionadas con las mezclas asfálticas que incluyen material reciclado (RAP), como material de pavimentación, incluyendo las técnicas: en caliente, en tibio y en frío.

El alcance del comité: incluye diseño, caracterización de los materiales, tecnologías, metodologías, procesos constructivos y los aspectos de seguridad relacionados con estas técnicas de construcción.

Objetivos:

- Promover el uso de mezclas asfálticas con RAP, con los diseños y tecnologías adecuadas (maquinaria, metodología, pruebas de laboratorio, personal calificado, etcétera).
- Promover el uso adecuado de las mezclas asfálticas con RAP.
- Reunir, generar y difundir información técnica en materia de pavimentos reciclados y sus aplicaciones incluyendo su proceso de producción.
- Participar en procesos de estandarización y normatividad.
- Trabajar en la generación de buenas prácticas y seguridad.
- Contribuir a difundir el conocimiento de las tecnologías de mezclas asfálticas con RAP.

Miembros:

Rey Omar Adame Hernández
Pedro Limón Covarrubias
Eymard Ávila Vázquez
Guillermo Alfredo Flores Cuevas
Sergio Nicolás Rodríguez Navarro
Rodolfo Villalobos Dávila
Cesar Martín López Vázquez

Leonardo Ambrosio Ochoa Ambriz
Luis Enrique Ramírez Soto
Sergio Serment Moreno
Jossue Torres Sotelo
Carlos Humberto Fonseca Rodríguez
Carlos Adolfo Coria Gutiérrez

CONTROL DE CALIDAD Y SUPERVISIÓN

Objetivos:

- Generar la información técnica relacionada con los procesos de control de calidad de mezclas asfálticas.
- Participar en procesos de estandarización y normatividad.
- Trabajar en la generación de buenas prácticas para el control de calidad.
- Contribuir a difundir el conocimiento técnico de los procesos de control de calidad.

Miembros:

Horacio Delgado
Jaime Eduardo Ángeles
Francisco Ramos

Carlos Alberto Jiménez García
Freddy Sánchez
José Jorge López Urtusuástegui

CONSTRUCCIÓN Y MAQUINARIA

Definición:

El comité de construcción está relacionado con los aspectos tecnológicos que incluyen investigaciones, normas, experiencias en obra con maquinaria y personal, así como publicaciones relacionadas con la construcción de mezclas asfálticas en caliente, tibias y en frío.

El alcance del comité incluye el desarrollo de proyectos, cursos de capacitación, generación de guías y manuales de lineamientos de buenas prácticas en la construcción de mezclas asfálticas, riegos, tratamientos superficiales, bases estabilizadas con ligantes bituminosos, nuevas técnicas en la construcción de pavimentos que promuevan uso de materiales asfálticos, así como también el uso correcto de maquinaria y equipos.

Objetivos:

- Promover el uso de materiales asfálticos con la maquinaria adecuada, mediante el establecimiento de sus procedimientos constructivos.
- Promover técnicas constructivas que generen valor ecológico.
- Generar programas de capacitación para el uso correcto de maquinaria y equipo en obra.
- Reunir, generar y difundir información técnica en materia de construcción de pavimentos con materiales asfálticos.
- Participar en procesos de estandarización y normatividad.
- Generar documentos de buenas prácticas y seguridad.

Miembros:

Ricardo Galvis

Alejandro Alfonso Jiménez Cabrera

Jesús Bretado

Gerardo Cardona Arias

Alejandro Padilla

Guillermo Martínez

Danton Mendoza

SEGURIDAD VIAL Y EN LA ZONA DE TRABAJO

Objetivos:

- Promover y concientizar, sobre el uso de las normas y reglamentos en materia de seguridad vial, en particular, a las que han de considerarse para implementar el señalamiento de protección de obras en carreteras y vialidades urbanas.
- Promover, asesorar y capacitar, sobre el significado de las señales existentes en las carreteras tanto las que integran el señalamiento vertical como el señalamiento horizontal.
- Promover el uso de tecnologías y de vanguardia, que sean aplicables a los sistemas de señalización vial y dispositivos de seguridad, tomando como ejemplo las experiencias de éxito de otros países para su implementación en México.
- Generar guía de buenas prácticas y seguridad vial.
- Contribuir a difundir el conocimiento de sistemas, herramientas y tecnologías que contribuyan al mejoramiento de la Seguridad Vial en el País.

Miembros:

Dante Díaz

Esteban Salinas Canessa

Emmanuel Muñoz García

Iván Lugo

Carlos Pérez García

Emilio Abarca Pérez

Francisco Ramos

Juan Manuel Mares Reyes

José Brun Hartleben

Apolinar Bañuelos Cabrera

Alejandro Alfonso Jiménez Cabrera

GESTIÓN Y EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS

Definición:

Las actividades de este comité están relacionadas con los conceptos, sistemas y procedimientos para la adquisición y procesamiento de datos relacionados con el desempeño funcional y estructural de los pavimentos asfálticos. Información que sirve como base para la evaluación, integración y aplicación de los sistemas de gestión de pavimentos, por medio de modelos, procedimientos y herramientas dirigidas a lograr una mejor toma de decisiones que han de considerarse en la gestión de los pavimentos.

Objetivos:

- Emitir recomendaciones para realizar las evaluaciones de las características funcionales y estructurales de pavimentos asfálticos considerando las buenas prácticas de los procesos.
- Contribuir con recomendaciones para el desarrollo, implementación y aplicación de los sistemas de gestión de pavimentos asfálticos.
- Promover los conceptos de gestión de pavimentos entre los tomadores de decisiones y el público en general.
- Reunir, generar y difundir información técnica relacionada con la evaluación y gestión de pavimentos asfálticos.

Miembros:

Noé Hernández Fernández

Ricardo Solorio Murillo

Roberto Hernández Domínguez

Luis Daniel Arciga Ramírez

Marcos Ariel Villanueva Guzmán

Francisco Cesáreo Mendoza León

Carlos Salazar García

IMPULSO PROFESIONAL

Miembros:

Sergio Serment Moreno

Juan Adrián Ramírez Escobar

Esteban Salinas Canessa

Francisco Ramos

Omar Viveros Carrera

Carlos Salazar García

Janis Marlene Gutiérrez Torres

Andrés Martínez Rebollar

Dante Alejandro Díaz Orta

José Rafael Bernal Padilla

Israel González Fernández

Daniela Bocanegra Martínez

Leonardo Ambrosio Ochoa Ambriz

Rey Omar Adame Hernández

Adrián Ramírez

José de Jesús Espinosa

Carlos Adolfo Coria Gutiérrez

Alfonso Díaz Pichardo

Noé Hernández Fernández

Pedro Limón

Manuel Waimen Poon

Paciano Santiago Santiago

Correlación entre parámetros reológicos del cemento asfáltico y su resistencia al agrietamiento de mezclas asfálticas en caliente

Leonardo Ochoa, lochoa@kao.com,
Álvaro Gutiérrez, agutierrez@kao.com,
Raymundo Benítez, rbenitez@kao.com
Quimi-Kao S.A de C.V., El Salto, México

Introducción

A lo largo de su vida útil un pavimento flexible se ve sometido a la acción destructiva tanto de las repeticiones de carga de los vehículos pesados como de los ataques medioambientales, los cuales generan un daño progresivo que podría terminar causando diferentes niveles de severidad de deformación plástica, agrietamiento por fatiga y fisuración térmica principalmente. Para abordar estos deterioros gran parte de los esfuerzos de la industria del asfalto se han centrado primordialmente en mejorar la calidad del agregado pétreo, emplear metodologías de diseño de mezcla asfáltica basadas en la estabilidad y rigidez o bien, en la utilización de asfaltos fuertemente modificados. Sin embargo, estas contramedidas se ha demostrado que están totalmente enfocadas en la eliminación de la rodera y no toman en consideración el agrietamiento.^[1]

El agrietamiento es un fenómeno bastante complejo que, si aislamos factores externos a la composición de la mezcla asfáltica tal como la intensidad del tránsito, la estructura del pavimento, las condiciones climáticas y los procesos constructivos, depende fundamentalmente de las características intrínsecas del cemento asfáltico. En este sentido, el asfalto es un material visco elástico cuyo comportamiento está en función de la temperatura y el tiempo de aplicación de carga, es decir, a alta temperatura o bajo carga sostenida (camiones pesados a baja velocidad) el asfalto actúa como un líquido viscoso y fluye causando deformación permanente, pero a bajas temperaturas o bajo cargas muy rápidas (camiones a alta velocidad) se comporta como un sólido elástico que, si se aplica una carga excesiva puede romperse propiciando el agrietamiento o la propagación de fisuras. Adicionalmente, al tratarse de un compuesto orgánico las moléculas del asfalto reaccionan con el oxígeno del medio ambiente causando oxidación o envejecimiento, lo cual se traduce en una estructura más frágil.^[2] Para capturar todo este comportamiento inicialmente se utilizó la clasificación por penetración y, después, la clasificación por viscosidad. Sin embargo, estas propiedades físicas únicamente aportan una idea de la dureza y consistencia de un asfalto a determinada temperatura y en una condición de oxidación estática, pero no ayudan a predecir el desempeño esperado de un asfalto a temperaturas en las que normalmente opera un pavimento servicio. Debido a estas deficiencias se implementó el sistema de clasificación por grado de desempeño (PG), el cual está basado en

ensayos reológicos/mecánicos enfocados en medir el módulo complejo de corte, ángulo de fase, rigidez y velocidad de deformación en un amplio rango de temperaturas en muestras con y sin envejecer que, mediante principios de ingeniería, estas propiedades pueden ser correlacionadas con el desempeño en obra. Lo anterior, ha permitido seleccionar asfaltos de manera más adecuada dependiendo de las condiciones de carga y temperatura de cada proyecto en particular. No obstante, las especificaciones y reglas que rigen esta metodología datan desde hace casi 25 años (década de los 90's) y fueron originalmente implementadas para asfaltos sin modificar. Hoy en día, pese a la enorme cantidad de productos modificadores reológicos disponibles en el mercado, únicamente ha habido innovaciones en el parámetro de control de la deformación en donde $G^*/\sin \delta$ poco a poco ha sido sustituido por el creep compliance no recuperable (J_{nr}) dada su mayor habilidad para predecir el flujo plástico en una mezcla asfáltica.^[3] No así, para el parámetro de control del agrietamiento por fatiga $G^*/\sin \delta$, el cual ha sido reportado como inadecuado y poco eficaz en la predicción del agrietamiento.^[4] La situación anterior, abre la puerta a investigar nuevas alternativas para categorizar la resistencia al agrietamiento de ligantes asfálticos con y sin modificadores, siendo la aportación de este trabajo una exploración a nuevas técnicas reológicas que permitan seleccionar asfaltos con propiedades mecánicas resistentes a las condiciones de tránsito actuales. Si bien podemos encontrar una gran cantidad de ensayos para evaluar el agrietamiento en esta investigación fueron seleccionadas aquellas técnicas con mayor soporte en la literatura y que permitieran encontrar los parámetros de resistencia en un periodo de tiempo razonable.

Objetivo

Evaluar la habilidad de diferentes parámetros reológicos medidos en el asfalto para diferenciar la resistencia al agrietamiento de mezclas asfálticas a través de su correlación lineal con el índice de Flexibilidad.

Plan experimental

Para lograr el objetivo del estudio, se llevó a cabo un plan experimental de tres fases. En primera instan-

cia, un asfalto convencional proveniente de refinería fue utilizado como base para producir nueve asfaltos modificados con diferentes polímeros, aditivos y ácido polifosfórico. La cantidad y combinación de cada modificador reológico fue establecida con base en la siguiente premisa: obtener el grado de desempeño a alta temperatura PG 76-XX o superior de acuerdo con la especificación AASHTO M320.

La segunda etapa se centró en evaluar el comportamiento mecánico-reológico de los asfaltos considerados en el estudio. Para ello, primero fue necesario someter las muestras de asfalto a un proceso de envejecimiento a largo plazo RTFO/20PAV. Posteriormente, el Reómetro de Corte Dinámico (DSR) fue utilizado para estudiar el fenómeno de agrietamiento dentro y fuera del rango viscoelástico lineal (VEL); por un lado, se efectuaron barridos de frecuencia desde 0.63 hasta 628.30 rad/seg y barridos de temperatura entre 5 y 60 °C empleando una deformación constante de 1% y, por el otro lado, se realizaron barridos de amplitud lineal desde 0.1 hasta 30% (AASHTO TP101) a temperatura y frecuencia constante de 25 °C y 10 Hz, respectivamente. Con los datos recopilados en el análisis VEL se construyeron las curvas maestras con el modelo matemático Christensen Anderson y Marasteanu (CAM), a partir de las cuales se determinaron los siguientes parámetros reológicos: Glover-Rowe, Glover-Rowe modificado y la temperatura de transición Sol-Gel. Por su parte, del ensayo LAS fue posible calcular la ley de fatiga (N_f) de cada cemento asfáltico obtenida mediante el principio de daño continuo viscoelástico simplificado (S-VECD). Adicionalmente, el Reómetro de Viga en Flexión (BBR) se utilizó para determinar la diferencia entre las temperaturas críticas de rigidez (S_t) y velocidad de fluencia (m-valor) del asfalto, lo cual permitió calcular el parámetro de agrietamiento ΔT_c .

En la tercera etapa, se fabricaron los especímenes de concreto asfáltico que fueron sometidos al ensayo de Energía de Fractura Semi-Circular de Illinois (AASHTO TP124). Finalmente, con toda la información recopilada en la campaña de experimentos fue posible examinar la asociación entre los diferentes parámetros reológicos del ligante y el Índice de Flexibilidad (FI) obtenido en la mezcla asfáltica.

Materiales y métodos

Todos los materiales utilizados en este estudio fueron adquiridos de fuentes localizadas en el Estado de Jalisco a excepción del asfalto base el cual provenía de una refinería ubicada en el Estado de Guanajuato.

Cemento asfáltico

El asfalto base corresponde a un EKBÉ® clasificado por su grado de desempeño como PG 64-22. Sin

embargo, diferentes modificadores reológicos fueron añadidos. Lo anterior, con la finalidad de obtener un asfalto de proyecto PG 76-XX o superior, el cual, en México, es ampliamente utilizado en la fabricación de mezcla asfáltica en caliente empleada en la construcción/rehabilitación de pavimentos flexibles. La Tabla 1 recopila la información referente a los modificadores empleados y los grados de desempeño obtenidos.

Tabla 1. Descripción de los asfaltos en estudio

AC ID	HPG	IPG	LPG	PG	Aplicación
REF	68.0	18.1	-23.0	64-22	Mezcla convencional
RET+PPA	85.8	17.7	-22.1	82-22	Mezcla con asfalto modificado
SBS+ADT1	80.3	11.2	-32.5	76-28	Mezcla con asfalto modificado
PE	78.8	21.2	-17.9	76-16	Mezcla con asfalto modificado
PPA+sbs	86.0	16.9	-22.4	82-22	Mezcla con asfalto modificado
EVA	83.1	19.8	-15.5	82-10	Mezcla con asfalto modificado
SBS+PPA+ADT1	76.5	12.8	-25.6	76-22	Mezcla con asfalto modificado
SBS+ppa	80.5	12.2	-25.9	76-22	Mezcla con asfalto modificado
PPA	79.4	16.7	-24.2	76-22	Mezcla con asfalto modificado
ADT2	83.2	16.1	-26.2	82-22	Mezcla tibia

REF = Asfalto base, RET = Terpolímero de Etileno Reactivo, PPA = Ácido polifosfórico, SBS = Copolímero Estireno Butadieno Estireno, ADT1 = Aditivo, EVA = Etil Vinil Acetato, PE = Copolímero Propileno Etileno y ADT2 = Aditivo 2.

Ensayos reológicos

En este trabajo de investigación se distinguen ensayos reológicos de diferente naturaleza; por un lado, mediciones dentro del rango viscoelástico lineal (región VEL) donde la muestra de cemento asfáltico no es dañada y, por el otro lado, barridos de deformación en donde la microestructura del ligante es alterada debido a la acumulación del daño producto de los incrementos en la amplitud de deformación fuera de la zona VEL.

A continuación, se explican de manera breve cada uno de los ensayos adoptados y el parámetro reológico de agrietamiento de interés.

Barridos de frecuencia y temperatura (Curva Maestra)

La curva maestra de un cemento asfáltico proporciona la relación entre la rigidez y la frecuencia

reducida en un amplio rango de temperaturas y frecuencias de tal manera que es posible predecir propiedades viscoelásticas lineales (G^* , δ , G' , G'') a cualquier frecuencia y a cualquier temperatura. Para construir las curvas maestras fue necesario medir el módulo complejo de corte (G^*) utilizando 1% de deformación y platos paralelos de 8 mm en las frecuencias y temperaturas de 0.63, 1.25, 2.50, 4.99, 10.00, 19.87, 39.64, 79.10, 157.80, 314.90, 638.30 rad/seg y 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60 °C, respectivamente. El comportamiento mecánico global fue capturado utilizando la función de distribución Christensen-Anderson y Marasteanu^[5] presentado en las ecuaciones (1) y (2), las cuales mediante el principio de superposición tiempo temperatura ajustaron los datos del barrido de frecuencia isotérmico a una curva única de referencia.

$$|G^*| = G_g \left[1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega_r} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right]^{\frac{-R}{\log 2}} \quad (1)$$

$$\delta = \frac{90}{\left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_c} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right]} \quad (2)$$

Donde: G^* = módulo de corte complejo, ω = ángulo de fase, G_g = módulo vítreo aproximadamente igual a 1GPa, ω = frecuencia, ω_c = frecuencia de cruce (G' igual a G''), ω_r = frecuencia reducida y R = es la diferencia entre el módulo vítreo y el módulo de corte complejo en la frecuencia de cruce.

Por su parte, la frecuencia reducida (ω_r) se calculó utilizando las ecuaciones (3) y (4) mediante el factor de desplazamiento "T" determinado a través de la formulación Williams-Landel-Ferry.

$$\omega_r = \alpha T \times \omega \quad (3)$$

$$\log \alpha T = - \frac{C_1(T-T_r)}{C_2+(T-T_r)} \quad (4)$$

Donde: C_1 y C_2 = constantes de ajuste del modelo, T_r = temperatura de referencia y T = temperatura a la que se realiza el ajuste.

A partir de las curvas maestras, se calcularon los parámetros reológicos de agrietamiento Glover-Rowe modificado y la temperatura de transición Sol-Gel, los cuales se explican brevemente en los siguientes apartados.

Parámetro Glover-Rowe y Glover-Rowe modificado ($G-R_m$)

El parámetro Glover-Rowe presentado en la ecuación (5) inicialmente fue utilizado para evaluar la durabilidad de cementos asfálticos que forman parte de pavimentos aeroportuarios, debido a que las condiciones del ensayo original (15 °C y 0.005 rad/seg) están más asociadas con el fallo por tensión/tracción en la región frágil (agrietamiento térmico/bloque). Sin embargo, el reporte de investigación 9-59 de la NCHRP sugiere modificar la temperatura de análisis y la velocidad de oscilación por lo cual recomienda utilizar la temperatura intermedia de trabajo esperada en el pavimento (25 °C en esta investigación) y una frecuencia de 10 rad/seg, respectivamente. De esta manera se pretende obtener una condición representativa del estado viscoelástico del asfalto y de la velocidad de operación de los vehículos (10 rad/seg supone simular la acción de corte a una velocidad de circulación de 90 km/hr) y, por ende, las propiedades medidas en el ligante corresponden de forma más consistente con el fenómeno de agrietamiento por fatiga.^[6]

$$G - R = \frac{|G^*|(\cos \delta)^2}{\sin \delta} = \frac{(G')^2}{G''} \quad (5)$$

Donde: G^* = módulo complejo de corte, δ = ángulo de fase, G' = componente elástica y G'' = componente viscosa.

Adicionalmente, esta nueva propuesta de evaluación recorta los tiempos de ensayo, ya que elimina la toma de lecturas a frecuencias demasiado bajas o bien, anula la necesidad de recurrir a complejos modelos reológicos para estimar las propiedades deseadas. Finalmente, para ser congruente con las especificaciones actuales de SUPERPAVE el reporte NCHRP 9-59 propone un valor preliminar máximo de 5000 kPa para asfaltos después de RTFO/20PAV.

Temperatura de transición Sol-Gel

La temperatura de transición Sol-Gel también conocida como temperatura de transición viscoelástica (T_{VET}) es otra propiedad relacionada con el agrietamiento y se define como la temperatura a la cual el módulo de almacenamiento (G') y el módulo de pérdida (G'') son iguales o bien, δ es igual a 45° a determinada frecuencia (10 rad/seg en este estudio). Los pavimentos asfálticos operan en un amplio rango de temperaturas de servicio y cuando el pavimento se encuentra por arriba de la T_{VET} el asfalto responde o actúa deformándose ante los esfuerzos inducidos exhibiendo un comportamiento más parecido a un fluido viscoso en lugar de agrietarse debido a la influencia de la componente viscosa (G'') predominante.^[7] Por lo tanto, cuanto más baja sea T_{VET} , menos propenso será el asfalto para agrietarse.

Barrido de amplitud lineal (Linear Amplitude Sweep Test)

El ensayo LAS es una prueba de corte cíclica relativamente nueva ejecutada en el DSR a temperatura intermedia (25 °C para esta investigación) que utiliza amplitudes de carga linealmente crecientes para acelerar el daño, cuyo objetivo es evaluar la habilidad del asfalto para resistir agrietamiento por fatiga. La prueba consiste en dos procedimientos sobre la misma muestra. En primera instancia, se realiza un barrido de frecuencias (0.2, 0.4, 0.8, 1, 2, 4, 8, 10, 20 y 30 Hz) a un nivel de deformación constante de 0.1% con el propósito de capturar las propiedades reológicas del asfalto antes de dañarlo. Enseguida, se realiza un barrido de deformación destructivo a 10 Hz de frecuencia en donde la sollicitación de carga consiste en aplicar deformación constante durante intervalos de 10 segundos. Cada intervalo está conformado por 100 ciclos de carga y la amplitud de deformación en el primero intervalo es de 0.1%. Las amplitudes de

deformación aumentan 1% en cada intervalo consecutivo hasta alcanzar 30%. Por último, los resultados de ambas pruebas se analizan utilizando la teoría de daño continuo visco elástico simplificado (S-VECD) del cual se obtiene la ley de fatiga del asfalto señalado en el modelo potencial de la ecuación (6).

$$N_f = A(\gamma_{m\acute{a}x})^{-B} \quad (6)$$

Donde: N_f = número de ciclos a la falla, $\gamma_{m\acute{a}x}$ = deformación máxima por tensión esperada en el asfalto bajo carga vehicular, A = coeficiente que representa la capacidad del asfalto para mantener su integridad durante los ciclos de carga y B = coeficiente que describe la sensibilidad del asfalto a los cambios en el nivel de deformación aplicado.

Los coeficientes A y B del modelo S-VECD dependen de las características de cada asfalto y los detalles sobre su formulación matemática se pueden encontrar en.^[8]

Parámetro ΔTc

Recientemente el Instituto Americano del Asfalto planteó un parámetro llamado ΔTc que intenta representar el equilibrio entre la rigidez del asfalto y su capacidad de relajarse o liberar tensiones cuando se presentan bajas temperaturas en el pavimento.^[9] ΔTc se determina utilizando los resultados del reómetro de viga en flexión a múltiples temperaturas de congelamiento, particularmente las temperaturas exactas a la cual la rigidez del asfalto es igual a 300 mPa y la velocidad de flujo mejor conocida como pendiente de deformación m -valor es igual a 0.300. Entonces, el cálculo de ΔTc se plantea en la ecuación (7):

$$\Delta Tc = Tc_{(st)} - Tc_{(m)} \quad (7)$$

Un valor más negativo de ΔTc significa de manera directa menor capacidad del asfalto para soportar el agrietamiento en bloque y, de manera indirecta, baja resistencia a la fisuración por fatiga.

Diseño de la mezcla asfáltica y elaboración de los especímenes de prueba

El esqueleto mineral se definió mediante métodos gráficos con la finalidad de proyectar una estructura granular que se localizara dentro de los puntos de

control para una mezcla SUPERPAVE (AASHTO M323) con tamaño nominal de 12.5 milímetros. Los agregados pétreos utilizados corresponden a roca basáltica 100% triturada. El contenido óptimo de asfalto que cubrió los requerimientos volumétricos se determinó

a partir de cuatro/cinco porcentajes de prueba empleando una energía de compactación de 100 giros. La Figura 1 recopila las características de la mezcla asfáltica resultante.

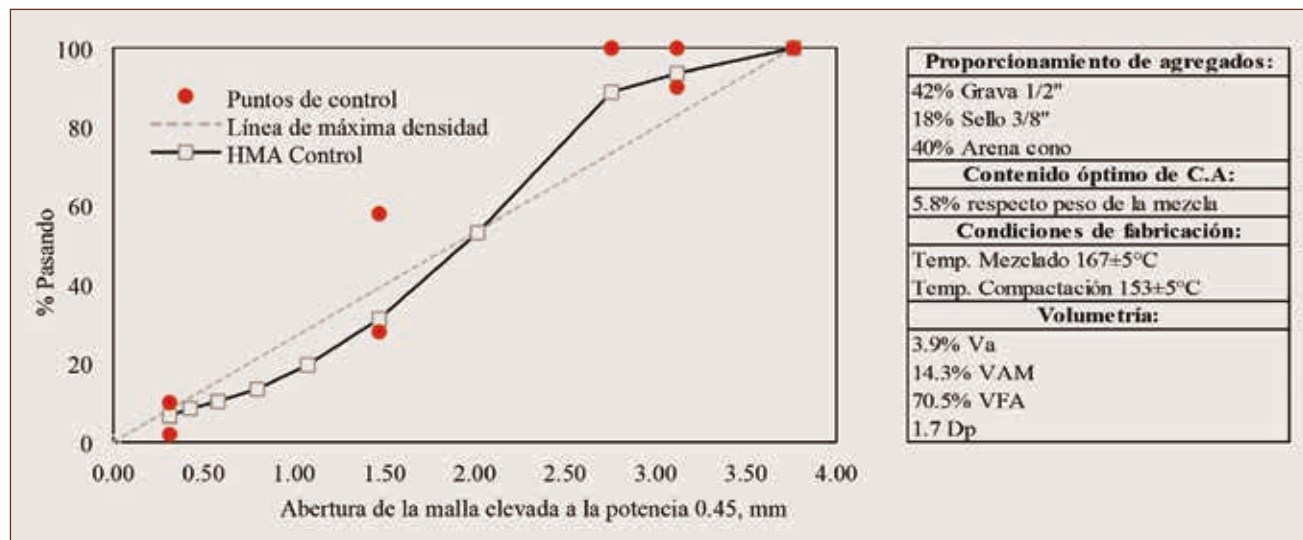


Figura 1. Composición de la mezcla asfáltica de referencia.

Una vez establecida la fórmula de trabajo se fabricaron los especímenes de prueba con un objetivo de $7 \pm 0.5\%$ de vacíos de aire variando únicamente el tipo de asfalto utilizado, posterior a un envejecimiento a largo plazo en horno a 135°C durante ocho horas.

Determinación del potencial de agrietamiento de mezclas asfálticas (I-FIT)

Para evaluar la resistencia a la fisuración de las mezclas asfálticas se utilizó el nuevo método de prueba Índice de Flexibilidad de Illinois (AASHTO TP124). La prueba se efectuó sobre especímenes semi-circulares con una ranura vertical en la parte inferior central sometidos a flexión en tres puntos para crear fractura en modo I. Durante el ensayo una prensa servo-neumática aplica monotónicamente carga por compresión diametral llevando la probeta hasta la ruptura, mientras que el desplazamiento a la falla es monitoreado por un sistema de sensores LVDT. Con base en la información registrada, se logra crear un gráfico llamado curva "carga vs desplazamiento", la cual, a su vez, permite calcular la energía de fractu-

ra, el trabajo de fractura, y el índice de flexibilidad por medio de las ecuaciones (8), (9) y (10), respectivamente.

$$G_f = \frac{W_f}{B \times L} \quad (8)$$

Donde: G_f = energía de fractura en J/m^2 , B = espesor espécimen en mm, L = altura área de fractura en mm y W_f = es el trabajo realizado durante el proceso de fisuración en KN-mm.

$$W_f = \int_0^{\Delta R} P \cdot du \quad (9)$$

Donde: P = carga máxima aplicada en KN, u = desplazamiento en mm y ΔR = es el desplazamiento en mm cuando la carga aplicada en la región post-pico es cercana a cero.

$$FI = \frac{G_f}{\text{abs}(m)} \times A \quad (9)$$

Donde: FI = índice de flexibilidad, m = es el valor de la pendiente formada en el punto de inflexión de la curva post-pico en KN/mm y A = es un factor de conversión y escalamiento fijado en 0.01.

En general, altos valores de índice de flexibilidad indican una mayor resistencia del concreto asfáltico ante la fractura y, por ende, a la propagación de grietas.

Resultados

Los resultados que se muestran en los próximos apartados corresponden al valor promedio obtenido después de realizar las pruebas por duplicado. Adicionalmente, es importante recalcar que el estudio se enfoca en la efectividad de cada método para evaluar el agrietamiento en el asfalto y no en la comparación directa entre las ventajas y desventajas que ofrecen los diferentes modificadores reológicos utilizados, por ende, los resultados se centran en el ranking o clasificación que arroja cada ensayo utilizado y en el cumplimiento o no de las especificaciones recomendadas en la literatura.

Cemento asfáltico

Ensayos reológicos

Barridos de frecuencia y temperatura (Curva maestra)

Adicional al nivel de rigidez que exhibe cada asfalto la curva maestra presentada en la Figura 2 no arroja por sí sola una visión clara o ranking contundente de la resistencia al agrietamiento de los cementos asfálticos en estudio. Por ende, la Tabla 2 recopila los indicadores reológicos calculados con las metodologías expuestas en los apartados 4.2.2 al 4.2.5, así como el ranking generado en cada ensayo. La tabla inferior permite observar que únicamente dos asfaltos (SBS+ADT1 y SBS+PPA+ADT1) son poco susceptibles o están fuera de peligro de presentar agrietamiento de acuerdo con la interpretación del parámetro Glover-Rowe@15 °C/0.005 rad/seg, mientras que, los asfaltos marcados en rojo (PE y EVA) exhiben una elevada propensión al agrietamiento. Por su parte, el resto de los asfaltos (marcados en azul) presentan una susceptibilidad aceptable y por debajo del límite máximo permisible (600 kPa) acercándose a esta frontera aquellos asfaltos que fueron endurecidos con ácido polifosfórico. Por otro lado, bajo la óptica del parámetro Glover-Rowe modificado todos los asfaltos presentan características adecuadas para resistir el agrietamiento por fatiga con la excepción nuevamente de los asfaltos PE y EVA. De manera contraria, el parámetro ΔT_c castiga el desempeño de todos los asfaltos y advierte que únicamente el asfalto SBS+ADT1 cuenta con la habilidad suficiente para soportar los distintos modos de fisuración. Por otro lado, para la temperatura de transición “Sol-Gel” y el Barrido de amplitud lineal (LAS) aún no se cuenta con recomendaciones o especificaciones de desempeño bien definidas. No obstante, en ambos casos el impacto del modificador reológico en la durabilidad conferida a cada asfalto modificado podría compararse directamente versus el cemento asfáltico base (en azul la propiedad evaluada mejora/ en rojo la propiedad evaluada empeora).

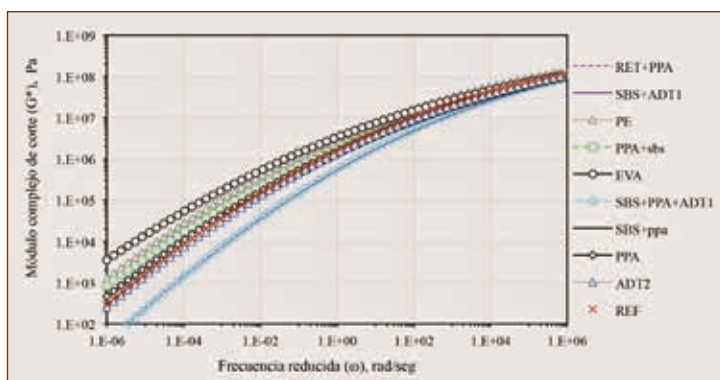


Figura 2. Curva maestra a una temperatura de 25 °C.

Tabla 2. Resultados de los índices reológicos y su ranking del desempeño frente al agrietamiento

Apartado:	4.2.2		4.2.3	4.2.4	4.2.5			
Asfalto	G-R	G-Rm	Sol-Gel	Delta Tc	LAS, 2.5%	LAS, 5%	LAS, 10%	LAS, 15%
REF	371/5	4008/6	46.0/4	-7.9/5	838,442/6	31,732/7	1,202/7	166/7
RET+PPA	399/6	4372/7	59.8/7	-8.7/6	2,702,126/2	97,520/4	3,519/4	463/4
SBS+ADT1	56/1	1051/1	33.9/1	-4.1/1	2,465,522/4	158,594/2	10,214/1	1,991/1
PE	969/9	7516/9	50.1/5	-11.4/9	149,022/10	4,178/9	117/9	17/9
PPA+sbs	576/8	4744/8	75.3/10	-9.9/7	288,760/9	7,409/8	190/8	24/8
EVA	1568/10	9357/10	56.9/6	-15.0/10	295,919/8	4,143/10	58/10	5/10
SBS+PPA+ADT1	62/2	1891/2	34.6/2	-7.2/3	2,222,729/5	131,563/3	7,787/3	1,435/2
SBS+ppa	256/4	2326/3	70.3/9	-10.1/8	7,048,200/1	265,056/1	9,968/2	1,357/3
PPA	449/7	3872/5	63.1/8	-7.5/4	2,563,313/3	74,287/5	2,153/5	294/5
ADT2	193/3	2346/4	39.9/3	-6.5/2	818,868/7	35,189/6	1,512/6	288/6

Diseño de la mezcla asfáltica y elaboración de los especímenes de prueba

Diez mezclas asfálticas elaboradas con distinto ligante fueron evaluadas y, para cada una, se fabricaron cuatro especímenes de prueba semi-circulares con una geometría de 75 mm diámetro por 50 mm espesor, resultando así un total de 44 especímenes para caracterizar la resistencia al agrietamiento.

Determinación del potencial de agrietamiento de mezclas asfálticas (I-FIT)

Posterior a la ejecución de la prueba de agrietamiento y al análisis de las curvas *carga-deformación* generadas, se procedió al cálculo de los parámetros más importantes para el estudio del comportamiento mecánico relacionado con el agrietamiento de la serie de probetas fabricadas con los diferentes modificadores reológicos. En la Tabla 3 se comparan los valores promedio obtenidos en este ensayo de energía de fractura, mientras que, en la Figura 3, se muestra el avance de la grieta en la longitud total de cada elemento analizado.

Tabla 3. Resultados de la prueba de potencial de agrietamiento I-FIT

HMA ID	Carga máxima (KN)	Módulo secante (KN/mm)	Trabajo disipado (KN-mm)	Energía fractura (J/m ²)	Pendiente post-pico (KN/mm)	Índice de flexibilidad (adm)	Ranking
REF	2.60	4.44	3.56	1187	2.7	4.4	5
RET+PPA	3.03	5.18	3.64	1214	4.1	3.0	8
SBS+ADT1	2.42	3.20	3.68	1225	1.7	7.3	1
PE	3.23	6.02	2.94	981	4.4	2.2	9
PPA+sbs	3.01	4.74	3.72	1240	3.2	3.8	6
EVA	2.23	4.34	1.94	646	4.2	1.5	10
SBS+PPA+ADT1	2.13	2.31	3.97	1324	1.9	6.9	2
SBS+ppa	2.38	3.41	3.36	1119	2.1	5.4	4
PPA	2.47	4.33	3.55	1182	3.8	3.2	7
ADT2	2.07	2.45	3.12	1039	1.7	6.3	3

A partir del gráfico superior, se puede apreciar que las mezclas fabricadas con los asfaltos identificados como EVA, RET+PPA, PE, PPA y PPA+SBS incrementaron notablemente su rigidez, ya que lograron las cargas pico y los módulos secantes más elevados. Sin embargo, las características anteriores estuvieron acompañadas de fuertes descensos de la curva carga versus desplazamiento en la región posterior a la falla, causando aumentos significativos en el valor de la pendiente y, por lo tanto, índices de flexibilidad (FI) hasta 62% más bajos con respecto a la mezcla asfáltica de control (REF). Este comportamiento frágil advierte sobre la preferencia de estas mezclas por romperse súbitamente una vez alcanzada su resistencia máxima, lo cual indica poca habilidad para soportar la fatiga y una mayor velocidad en la propagación de grietas. Basados en el comportamiento de las mezclas fabricadas con los asfaltos marcados como SBS+PPA, ADT2, SBS+PPA+ADT y SBS+ADT1 resulta evidente la disminución en el potencial de agrietamiento, puesto que, estas mezclas desarrollaron mayor capacidad para mantener unidos sus componentes incluso después de alcanzar su carga máxima. Lo anterior, se ve reflejado en el

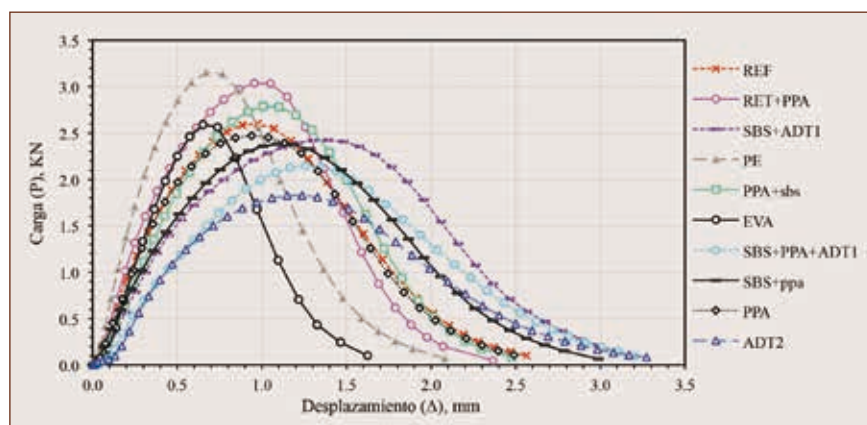


Figura 3. Curva carga versus desplazamiento de las mezclas asfálticas analizadas

aumento del índice de flexibilidad y, además, en el abatimiento de la pendiente en la región post-pico (descenso más suave de la curva carga versus desplazamiento).

Por otro lado, en las Figuras 4 y 5 se exhiben los resultados correspondientes a la correlación lineal de Pearson existente entre los parámetros reológicos estudiados a nivel asfalto y el índice de flexibilidad obtenido en el concreto asfáltico envejecido a largo plazo. Además, se presentan las funciones de ajuste que, de la mejor manera posible, pasan cerca del conjunto de datos, así como su respectiva bondad de ajuste.

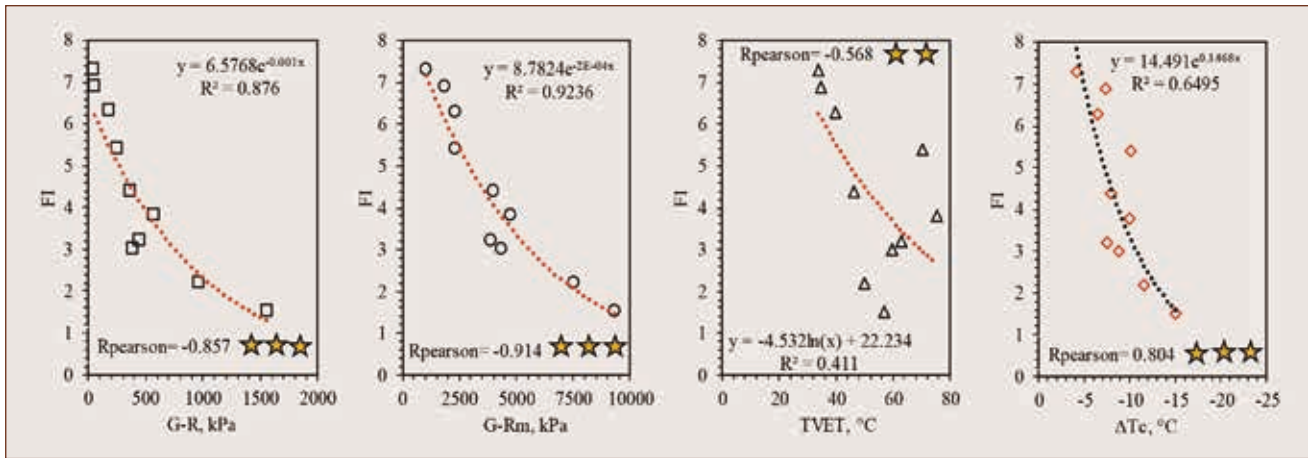


Figura 4. Correlación entre el Índice de Flexibilidad y los parámetros G-R, G-R_m, T_{vet} y ΔT_c.

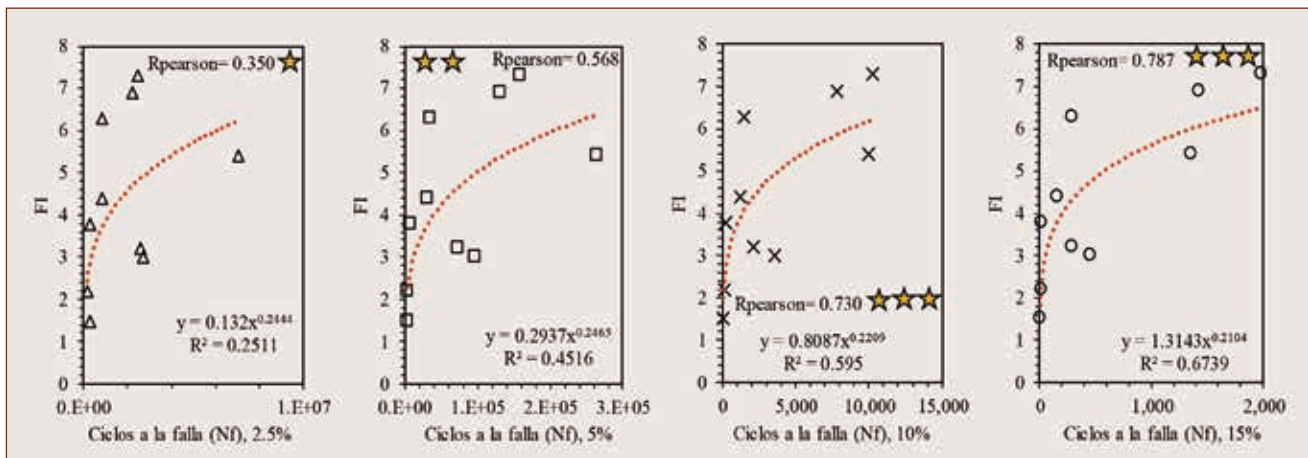


Figura 5. Correlación entre el Índice de Flexibilidad y el Barrido de Amplitud Lineal (LAS).

Los resultados del análisis de Pearson permiten identificar tres niveles de asociación entre las propiedades medidas en el ligante y la mezcla asfáltica. En primera instancia, los métodos Glover-Rowe, Glover-Rowe modificado, T_c y el barrido de amplitud lineal (utilizando 10% deformación y 15% deformación) presentan una correlación lineal *muy fuerte* con el Índice de Flexibilidad. En segundo lugar, los métodos reológicos T_{vet} y el barrido de amplitud lineal empleando 5% deformación presentan una correlación lineal *sustancial* y, en un tercer bloque, se exhibe una correlación lineal *moderada* cuando se asocia el Índice de Flexibilidad con los ciclos a la falla en el

ensayo “LAS” considerando 2.5% de deformación en la ley de fatiga. También, es importante mencionar que durante el estudio se verificó la eficacia del parámetro G*sen δ para valorar la propensión al agrietamiento de acuerdo con la especificación AASHTO M320, proporcionando una *baja/débil* correlación (-0.231).

Finalmente, en la Figura 6 se muestra el gráfico de dispersión entre el parámetro G-R_m y el valor de J_{nr} medido en apego al estándar de prueba ASTM D7405 (Multiple-Stress Creep Recovery). Lo anterior, con el propósito de realizar la comparación relativa del desempeño de todos los asfaltos.

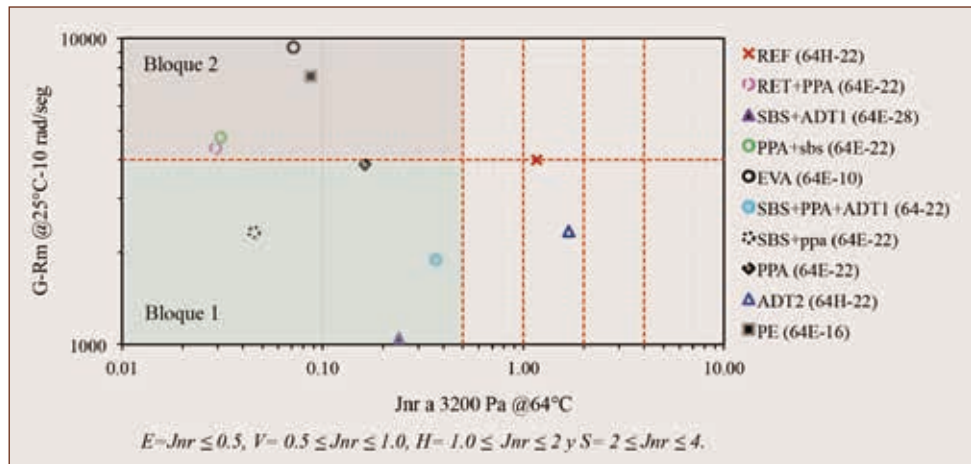



Figura 6. Creep Compliance no recuperable versus balance entre componente elástica y viscosa.

De acuerdo con la clasificación de asfaltos a través de la prueba MSCR (AASHTO M332) todos los asfaltos modificados presentados en la imagen superior se clasifican como aptos para soportar un nivel de tránsito extremo (a excepción del asfalto para mezcla tibia), es decir, más de 30 millones de ejes equivalentes. No obstante, esta cantidad de repeticiones de carga no solo generará deformación plástica en la carpeta asfáltica sino también cierto grado de fatiga y el parámetro Jnr por si solo, es ciego ante esta situación. Por lo tanto, cuando se utiliza el parámetro $G-R_m$ como complemento ahora si es posible identificar de mejor manera que asfaltos modificados presentan la habilidad suficiente para soportar ambos modos de deterioro. Tomando como base el valor de $G-R_m = 4008$ kPa obtenido en el asfalto base podemos subdividir en diferentes cuadrantes el diagrama de interacción mostrado. De esta manera el espacio sombreado en verde (Bloque 1) contiene los asfaltos de mayor calidad teóricamente aptos para cualquier intensidad de tránsito, mientras que, para los asfaltos contenidos en el área gris (Bloque 2) se deberán tomar las precauciones necesarias ya sea durante el diseño de la mezcla asfáltica o durante el dimensionamiento del pavimento como, por ejemplo; aumentar contenido de asfalto, incrementar espesores de carpeta, colocar capas que se encarguen de absorber los esfuerzos de tensión, no utilizar con materiales reciclados, etc. Lo anterior, con la finalidad de disminuir la susceptibilidad al agrietamiento causado por el tráfico extremo, muy alto, alto o estándar que se estime circulará por el pavimento.

Conclusiones

En esta investigación se evaluó la efectividad que poseen diferentes parámetros reológicos para diferenciar el potencial de agrietamiento de asfaltos con y sin modificadores. A partir de los resultados obtenidos en las pruebas de DSR, BBR e I-FIT se realizaron numerosas observaciones y, con base en ellas, las siguientes conclusiones:

1. Para los materiales empleados y bajo los escenarios considerados en esta investigación el parámetro Glover-Rowe modificado se posicionó como el método más eficaz y adecuado para valorar la resistencia al agrietamiento del ligante puesto que; la fuerza de asociación entre $G-R_m$ vs IF fue la más alta de todo el estudio y, además, las condiciones de medición en el DSR e interpretación de los resultados representaron menor complejidad. Sin embargo, la especificación provisional de 5000 kPa podría ser demasiado tolerante con aquellos asfaltos cuya sensibilidad a los esfuerzos de tensión/tracción es alta, permitiendo así, la utilización de asfaltos oxidados, endurecidos o modificados que ofrezcan demasiada rigidez a cambio de sacrificar la posibilidad de deformarse elásticamente, tal como fue el caso de los asfaltos identificados como; RET+PPA, PPA+SBS, PPA en donde el balance entre la componente elástica y viscosa se encuentran por debajo del límite permisible, pero sus índices de flexibilidad en el concreto asfáltico exhibieron un comportamiento inferior al de la mezcla asfáltica sin modificar.
2. La utilización de un parámetro más eficaz para caracterizar la resistencia al agrietamiento en conjunto con el valor de J_{nr} permite tener una visión más clara del desempeño esperado de la mezcla asfáltica fabricada con asfaltos de igual grado PG sometida a las mismas condiciones de carga y temperatura y, al mismo tiempo, da la pauta para identificar las acciones necesarias para potenciar el desempeño de los ligantes disponibles en cada proyecto.
3. No existe un ensayo reológico que permita abordar la deformación y el agrietamiento de manera simultánea, ya que cada deterioro es detonado por un mecanismo de aplicación de carga diferente en una condición de envejecimiento del asfalto diferente.
4. Normalizar la energía de fractura a través de la pendiente en la región post-pico resultó en el cálculo del Índice de Flexibilidad, el cual nos permitió discernir de forma más acertada la resistencia al agrietamiento de las mezclas asfálticas ensayadas, posicionando al nuevo método de ensayo AASHTO TP124 como fuerte candidato para el diseño, control y aseguramiento de la ca-

lidad. Lo anterior, con base en que dos mezclas asfálticas pueden exhibir energías de fractura similares o iguales, pero con cargas pico y velocidad de propagación de grietas opuestas, lo cual representa un proceso de disipación de energía diferente (rotura) y, por ende, diferente resistencia al agrietamiento, tal como fue el caso de las mezclas SBS+ADT y RET + PPA con índices de flexibilidad 7.3 y 3.0, respectivamente. 

¿Quieres profundizar?

- [1] D'angelo, J. (2019). Pavement Cracking: what binder properties control. Asphalt Magazine. Asphalt Institute.
- [2] Asphalt Institute. (1996). MS (2) - Background of SUPERPAVE asphalt binder test methods. Lexington, Kentucky. U.S.A.
- [3] Zhang, J., Walubita, L. F., Faruk, A. N. M., Karki, P., and Simate, G. S. (2015). Use of the MSCR test to characterize the asphalt binder properties relative to HMA rutting performance – A laboratory study. Construction and Building Materials, 94, 218–227.
- [4] Zhou, F., Mogawer, W., Li, H., Andriescu, A., & Copeland, A. (2013). Evaluation of Fatigue Tests for Characterizing Asphalt Binders. Journal of Materials in Civil Engineering, 25(5), 610–617.
- [5] Booshehrian, A., Mogawer, W., and Bonaquist, R. (2013). How to Construct an Asphalt Binder Master Curve and Assess the Degree of Blending between RAP and Virgin Binders. Journal of Materials in Civil Engineering, 25(12):1813-1821.
- [6] Christensen, D. W., and N. Tran. (2021). Relationships Between the Fatigue Properties of Asphalt Binders and the Fatigue Performance of Asphalt Mixtures. Pre-publication draft of NCHRP Research Report 982. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [7] Lorena Garcia Cucalon, Fawaz Kaseer, Edith Arámbula-Mercado, Amy Epps Martin, Nathan Morian, Sara Pournoman & Elie Hajj. (2018). The crossover temperature: significance and application towards engineering balanced recycled binder blends. Road Materials and Pavement Design, DOI: 10.1080/14680629.2018.1447504.
- [8] Hintz, C., Velasquez, R., Johnson, C., and Bahia, H. (2011). Modification and Validation of Linear Amplitude Sweep Test for Binder Fatigue Specification. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2207(1), 99–106.
- [9] Asphalt Institute. (2019). State of the knowledge: Use of the delta tc parameter to characterize asphalt binder behavior. IS-240.

VANGUARDIA TECNOLÓGICA. SERVICIO TÉCNICO DE ALTO NIVEL.



PRENSA TSR (NIVEL I),
MARSHALL, SCB,
CBR, TRIAXIAL



PRENSA SERVO-HIDRÁULICA 30 KN,
MÓDULO DINÁMICO (NIVEL III)



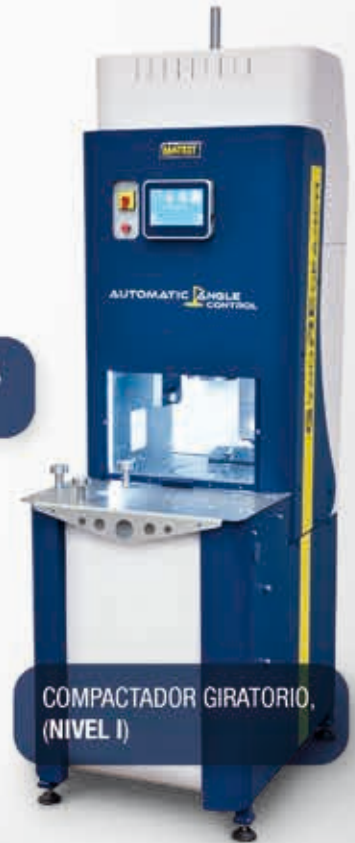
4PB AUTÓNOMO SERVO-NEUMÁTICO,
FATIGA (NIVEL IV)



HORNO DE PELÍCULA
DELGADA, RTFO
(ASTM D2872)



OLLA DE DESGASIFICACIÓN,
VDO (ASTM D6521)



COMPACTADOR GIRATORIO,
(NIVEL I)



OLLA DE PRESIÓN,
PAV (ASTM D6521)



RUEDA DE HAMBURGO,
(NIVEL II)



Hamburg Wheel
Tracker in USA

NUESTRAS MARCAS

MATEST
PAVETEST



Certificadas en ISO 9001
Estricta conformidad
Protocolo AMAAC,
Normas AASHTO y ASTM

MATECH OF AMERICAS CORP., S. DE R.L. DE C.V.

Lago Chapala Oriente #9,
Col. Manantiales, San Pedro Cholula, C.P. 72760, Puebla, MEXICO
Tels. (+52) 22 25 03 46 53 / 54
Mail. info@matech.mx
www.matech.mx | www.matest.com
www.pavetest.com | www.instrontek.com

Efecto de aplicar distintas condiciones de carga en las propiedades viscoelásticas del concreto asfáltico

Noé Hernández Fernández, noe.hernandez@redoccidente.com
Red de Carreteras de Occidente, Guadalajara, Jalisco
Alexandra Ossa López, aossal@ingen.unam.mx
Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México, México

Introducción

La teoría viscoelástica lineal (VEL) y el principio de superposición tiempo-temperatura (PSTT) proporcionan las bases teóricas para determinar las propiedades de rigidez y disipación del concreto asfáltico (CA) desde la caracterización mecánica, cuando se aplican bajos niveles de deformación (menores que $100 \mu\text{m/m}$). En este mismo contexto, el módulo complejo (E^*), el cual es reconocido ampliamente como una propiedad fundamental del material, es uno de los factores principales considerado en el análisis y diseño de pavimentos flexibles.^[1]

Para garantizar la aplicabilidad de E^* dentro de la teoría VEL, es necesario considerarlo como una propiedad fundamental del CA, es decir, que es independiente de la dirección de la carga aplicada (tensión vs compresión) y otras condiciones de contorno como carga a tensión indirecta o en flexión. Sin embargo, las mediciones experimentales de E^* , han demostrado que la definición anterior, puede ser errónea cuando se comparan distintos tipos de ensayos (carga axial vs diametral). Por lo que, la teoría y la realidad no siempre concuerdan.^[2] Para determinar las causas de la desviación de la teoría es necesario seguir protocolos de ensayo estrictos que aislen los mecanismos que influyen en el comportamiento para posteriormente aplicar los modelos matemáticos con una mayor precisión y confiabilidad.

Si bien en México aún existe una cierta tendencia de usar el ensayo de tensión indirecta para obtener el módulo resiliente, que es usado como característica principal de comportamiento del CA, en los últimos años ha habido un mayor consenso y aceptación del ensayo de E^* para caracterizar su comportamiento VEL, prueba de ello es su adopción en el protocolo de diseño de mezclas de alto desempeño. Sin embargo, desde el inicio no se estableció un procedimiento de ensayo a seguir para realizar las mediciones de esta propiedad en el CA. Por lo que, deben de evaluarse los procedimientos de prueba más ampliamente reconocidos para realizar el ensayo de E^* y validar su aplicabilidad en México. Los procedimientos más utilizados para obtener el E^* a nivel internacional, son AASHTO T-342^[3] y EN 1297-26.^[4] En el caso de AASHTO T-342 la forma de la carga aplicada es de tipo haversine (es decir, compresión cíclica) usando control del esfuerzo; por otro lado, EN 1297-26 requiere una aplicación de carga de tipo senoidal (es decir, tensión-compresión) ya sea bajo control de esfuerzo o deformación.

El objetivo de esta publicación es caracterizar las diferencias entre las propiedades VEL de distintas mezclas asfálticas en caliente cambiando condiciones de carga. Las variaciones en el E^* son investigadas en términos de los datos sin procesar, las curvas maestras y la temperatura, en una primera etapa, usando especímenes compactados en el compactador giratorio Superpave. Posteriormente, una segunda etapa, consistió en comparar los resultados al cambiar la configuración de los especímenes de ensayo, pero solo para un tipo de carga. Las mezclas asfálticas evaluadas fueron fabricadas con las mismas características de diseño (granulometría, contenido de asfalto y propiedades volumétricas) y solo se cambió el tipo de asfalto. El procedimiento de ensayo consistió en aplicar dos distintos modos de carga armónica (tensión-compresión y compresión) bajo diferentes condiciones de control en un mismo espécimen, en un rango de temperaturas y frecuencias definido. Además, los resultados fueron analizados usando un modelo reológico para representar el E^* del CA.

Módulo complejo

El E^* es un número complejo definido como la relación entre la amplitud compleja de un esfuerzo senoidal (ω) de pulsación ω , aplicado a un material y la amplitud compleja de la deformación senoidal, que resulta en una condición de equilibrio. Asimismo, E^* puede ser definido usando modelos reológicos, como se describe a continuación. En el dominio de la transformada de Fourier, la relación constitutiva para un resorte (spring), un elemento parabólico (springpot) y un amortiguador (dashpot) son, respectivamente,

$$\begin{cases} \sigma^*(\omega) = E\gamma\varepsilon^*(\omega), \\ \sigma^*(\omega) = E(i\omega\tau)^\alpha\varepsilon^*(\omega), \\ \sigma^*(\omega) = E(i\omega\beta\tau)\varepsilon^*(\omega), \end{cases} \quad (1)$$

en donde $\sigma^*(\omega)$ y $\varepsilon^*(\omega)$ representan la transformada de Fourier de esfuerzo y deformación, respectivamente; ω es la frecuencia angular ($\omega = 2\pi f$), f es la frecuencia; E es el módulo elástico, el cual se asume igual al módulo del resorte; τ es el tiempo de relajación de cada elemento; α es el orden del elemento parabólico ($0 < \alpha < 1$); finalmente, β es un parámetro adimensional que caracteriza el amortiguador (típicamente > 1), representando la relación de viscosidad del amortiguador al resorte ($\eta = G\beta\tau$). La viscosidad asociada con el elemento parabólico es, por lo tanto, $\eta = E\tau$. Para esos tres elementos conectados en serie, se tiene

$$\varepsilon^*(\omega) = \frac{\sigma^*(\omega)}{E} + \frac{\sigma^*(\omega)}{E(i\omega\tau)^\alpha} + \frac{\sigma^*(\omega)}{E(i\omega\beta\tau)}. \quad (2)$$

Usando el mismo formato para representar la configuración del modelo 1S2PID (para ligantes asfálticos), mostrada en la Figura 1(a), tenemos

$$\varepsilon^*(\omega) = \frac{\sigma^*(\omega)}{E} + \frac{\sigma^*(\omega)}{E(i\omega\tau_1)^{\alpha_1}} + \frac{\sigma^*(\omega)}{E(i\omega\tau_2)^{\alpha_2}} + \frac{\sigma^*(\omega)}{E(i\omega\beta\tau)}. \quad (3)$$

la cual, puede arreglarse para representar el módulo complejo del modelo 1S2P1D (un resorte, dos elementos parabólicos y un amortiguador),

$$E^*(\omega) = \frac{E_g}{1 + \delta(i\omega\tau_0)^{-k} + (i\omega\tau_0)^{-h} + (i\omega\beta\tau_0)^{-1}}, \quad (4)$$

en donde E_g es el módulo vítreo ($\omega \rightarrow \infty$); δ es una constante de normalización para el tiempo de relajación de los dos elementos parabólicos; t_0 es el tiempo de relajación normalizado para los dos elementos parabólicos; h , k y β son parámetros del modelo descritos anteriormente.

En el caso de un sólido viscoelástico (concreto asfáltico), es necesario agregar el módulo estático, E_e ($\omega\beta\tau_0$), con lo que obtenemos la forma final de modelo 2S2P1D,

$$E^*(\omega) = E_e + \frac{E_g - E_e}{1 + \delta(i\omega\tau_0)^{-k} + (i\omega\tau_0)^{-h} + (i\omega\beta\tau_0)^{-1}}. \quad (5)$$

Empleando la identidad $i^\alpha = \cos(\alpha\pi/2) + i \operatorname{seno}(\alpha\pi/2)$, el módulo de almacenamiento (E') y el módulo de pérdida (E'') son derivados como

$$\begin{cases} E'(\omega) = E_e + \frac{E_g - E_e}{A^2 + B^2} \cdot A, \\ E''(\omega) = \frac{E_g - E_e}{A^2 + B^2} \cdot iB, \end{cases} \quad (6)$$

con

$$\begin{aligned} A &\equiv 1 + \alpha(\omega\tau_0)^{-k} \cos\left(\frac{k\pi}{2}\right) + (\omega\tau_0)^{-h} \cos\left(\frac{h\pi}{2}\right), \\ B &\equiv (\omega\tau_0\beta)^{-1} + \alpha(\omega\tau_0)^{-k} \sin\left(\frac{k\pi}{2}\right) + (\omega\tau_0)^{-h} \sin\left(\frac{h\pi}{2}\right). \end{aligned} \quad (7)$$

Considerando que el CA tiene un comportamiento termo-reológico simple, el PSTT es válido y el cambio en el tiempo de relajación por la temperatura puede representarse de forma aproximada usando una relación del factor de desplazamiento como la siguiente,

$$\tau(T) = a_T(T) \times \tau_0, \quad (8)$$

en donde es el factor de desplazamiento horizontal a la temperatura T y es determinado con el modelo de William-Landau-Ferry,

$$a_T(T) = \frac{-C_1(T - T_r)}{[C_2 + (T - T_r)]} \quad (9)$$

en donde C_1 y C_2 son constantes adimensionales, T_r es la temperatura de referencia ($^{\circ}\text{C}$) y T es la temperatura de ensayo ($^{\circ}\text{C}$).

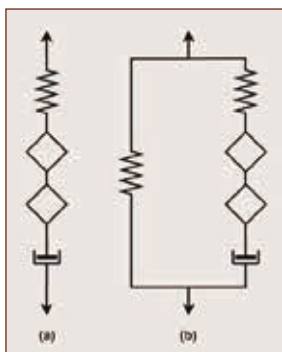


Figura 1. Representación mecánica análoga de los modelos: (a) 1S2P1D y (b) 2S2P1D.

Metodología

Materiales y equipo

Los ensayos de E^* se realizaron en seis diferentes mezclas asfálticas, de las cuales cada una fue preparada usando el mismo tipo de agregado (basalto), la misma granulometría con un tamaño máximo nominal de 19 mm y solo se cambió el tipo de asfalto. Para elaborar las distintas mezclas asfálticas se emplearon un asfalto convencional y cinco asfaltos modificados, las características de estos asfaltos se describen en la Tabla 1. El procedimiento de diseño de las mezclas asfálticas involucro diferentes pasos, incluyendo mezclado, envejecimiento a corto plazo y compactación, los cuales se realizaron en base al método de diseño Superpave, del cual se obtuvo un contenido óptimo de asfalto de 5.6%.

Tabla 1. Identificación del tipo de asfalto y temperatura de compactación de los especímenes ensayados

Identificación de la mezcla	Tipo de asfalto usado	Temperatura de compactación (°C)
PG64-16	Asfalto convencional	145
PPA76H-16	PPA, Tráfico Alto (H) ¹	158
RET76V-16	Terpolímero + PPA, Tráfico Muy alto (V) ¹	160
RET76E-22	Terpolímero + PPA, Tráfico Extremo (E) ¹	160
SBS76V-22	SBS + Azufre, Tráfico Muy alto (V) ¹	165
SBS76E-22	SBS + Azufre, Tráfico Extremo (E) ¹	165

¹ Designación del ligante asfáltico de acuerdo con AASHTO M332 (AASHTO 2014)

Para la compactación de los especímenes se utilizaron dos dispositivos distintos, el compactador giratorio Superpave (CGS) y el compactador lineal de rodillo (CLR). Las dimensiones de los especímenes de ensayo obtenidos del CGS fueron 150 mm de altura y 100 mm de diámetro, el procedimiento que se siguió para obtenerlos se ilustra en la Figura 2. En el caso de los especímenes de ensayo obtenidos del CLR las dimensiones finales fueron 140 mm de altura y 70 mm de diámetro, de forma similar la Figura 2 muestra el procedimiento de fabricación; es importante destacar que, con este método de compactación se obtuvieron seis especímenes de ensayo por cada probeta prismática.

Después del corte de los especímenes a las dimensiones finales, los vacíos de aire fueron determinados para garantizar que todos los especímenes de ensayo estuvieran en el rango de $6.0 \pm 0.5\%$. Una vez secados los especímenes, se pegaron tres pares de pines a su superficie para colocar los sensores de medición de desplazamiento (LVDT) con una se-

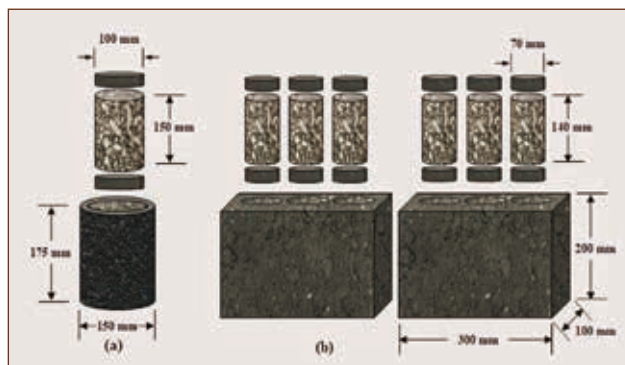


Figura 2. Procedimiento de extracción y corte de los especímenes de ensayo: (a) cilíndricos (CGS) y (b) prismáticos (CLR).

paración de 120 grados unos de otros. La longitud de medición (separación vertical en cada par de pines) fue de 100 mm para los especímenes del CGS y 70 mm para los del CLR. Finalmente, se pegaron los platos inferior y superior usando un dispositivo especial para alinear los especímenes a los platos durante el proceso de pagado.

El E^* y el ángulo de fase (φ) en cada espécimen fue determinado usando una prensa servo-hidráulica con un desplazamiento axial máximo de 100 mm y equipada con una celda de carga de 25 kN. El equipo cuenta con un software que permite controlar tanto el esfuerzo como la deformación en el espécimen basado en su geometría. Además, el equipo de ensayo cuenta con una cámara especial para controlar la temperatura objetivo con una aproximación de ± 0.2 C.

Ensayo de módulo complejo

Los ensayos de E^* se realizaron aplicando dos diferentes tipos de carga sinusoidal, tensión-compresión (TC) y compresión (C), en un mismo espécimen. Para lo cual, se aplicaron seis frecuencias de carga (0.1, 0.5, 1, 5, 10 y 25 Hz) y cinco temperaturas (-10, 4, 20, 37 y 54 °C) a todos los especímenes ensayados, siguiendo el procedimiento recomendado en AASHTO T342.^[3] Cada uno de los especímenes fue ensayado desde la temperatura más baja hasta la temperatura más alta para minimizar el daño y la deformación no recuperable; en cada temperatura los especímenes fueron ensayados de la frecuencia más alta a la frecuencia más baja. Los especímenes fueron acondicionados a la temperatura deseada por lo menos durante dos horas o hasta cuando el espécimen testigo, ubicado dentro de la cámara, alcanzó la temperatura de ensayo, lo cual fue monitoreado con el software del equipo de ensayo.

Los ensayos de TC fueron realizados tanto en control de deformación (TC:D) como en control de esfuerzo (TC:E) con el objetivo de comparar los beneficios de cada uno; mientras que los ensayos de compresión solo fueron realizados en control de es-

fuerzo (C:E). Un periodo de reposo de 20 segundos entre dos frecuencias de carga sucesivas fue usado para los ensayos de TC; en el caso de los ensayos de C se usó un tiempo de 120 segundos de reposo entre frecuencias, siguiendo el procedimiento de AASHTO T342.^[3] Finalmente, un tiempo de reposo de 900 segundos fue usado entre dos diferentes fases de ensayo, es decir, entre las condiciones de carga TC:D, TC:E y C:E, como se muestra en la Figura 3. El número de ciclos aplicado en cada frecuencia fue determinado en función del tipo de carga aplicada (TC vs C), en el caso de TC se aplicaron: 50 ciclos a 25 Hz y 10 Hz, 30 ciclos a 5 Hz, 15 ciclos a 1 Hz y 13 ciclos a 0.5 y 0.1 Hz. En el caso de los ensayos de C, el número de ciclos aplicado se basó en las recomendaciones de AASHTO T342.^[3]

Las tres condiciones de carga solamente fueron aplicadas a los especímenes obtenidos del CGS, lo cual represento la primera etapa los ensayos. Posteriormente, el modo de carga TC:D fue aplicado a los especímenes obtenidos con el CLR, para completar la segunda etapa de los ensayos realizados.

Durante el procesamiento de la información obtenida de los ensayos, solamente se utilizaron los últimos diez ciclos de cada frecuencia, eliminando los primeros ciclos, para minimizar los efectos transitorios.^[6] La amplitud de deformación sinusoidal pico a pico ($2\epsilon_0$) fue controlada por el software del equipo a aproximadamente $70 \pm 5 \mu\text{m/m}$ para el modo de control de deformación. Es importante destacar que, el esfuerzo obtenido del ensayo de control de deformación fue usado como información de entrada para los ensayos de control de esfuerzo, asegurado de esta forma la deformación objetivo en este tipo de ensayos.

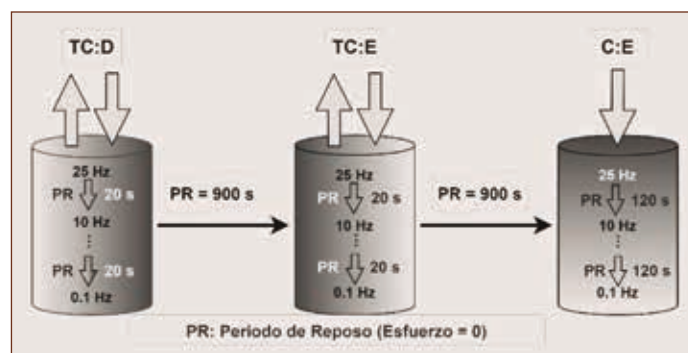


Figura 3. Representación esquemática del procedimiento de ensayo para cualquier temperatura.

Resultados y discusión

En esta sección se presentan los resultados obtenidos en los especímenes compactados con el CGS para

los distintos modos de carga (TC vs C) y control (D vs E), los cuales representan los resultados de la primera etapa de ensayos. La discusión de los resultados incluye los incisos: 4.1, 4.2 y 4.3.

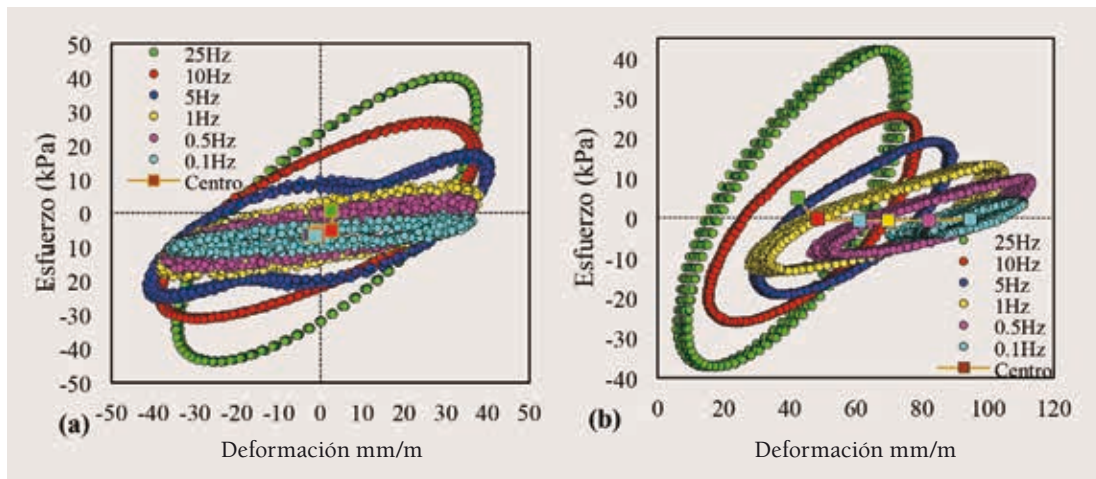


Figura 4. Ciclos de histéresis para distintos modos de control en tensión-compresión determinados en el espécimen PG64-16^[2] a una temperatura de 54 °C: (a) control de deformación y (b) control de esfuerzo.

Análisis de los datos sin procesar

El primer análisis de los resultados de E^* se realizó en los datos sin procesar para todas las mezclas asfálticas evaluadas. Sin embargo, por cuestiones de espacio y simplicidad, solamente se presentan los resultados de la mezcla asfáltica elaborada con el asfalto convencional (PG64-16) y la temperatura de ensayo de 54 °C. Esta combinación de asfalto y temperatura es utilizada debido a que representa las condiciones más desfavorables de ensayo, bajo las cuales se presentó el daño más significativo en el espécimen. En la Figura 4 se muestran las relaciones esfuerzo-deformación medidas en TC bajo distintos modos de control en el espécimen PG64-16^[2] a una temperatura de 54 °C y para todas las frecuencias de ensayo. Debido a que se guardaron los últimos 10 ciclos de cada frecuencia y en cada una de ellas se capturaron 100 puntos de datos, cada uno de los lazos de histéresis en la Figura 4 está formado con 1000 puntos de datos.

Una de las principales diferencias observadas entre los modos de control del ensayo fue la posición de los lazos de histéresis. En el modo de control de deformación (Figura 4(a)), el centro de los lazos se alinea al eje de la defor-

mación, pero se desvía del eje del esfuerzo. Por el contrario, el centro se mueve a lo largo del eje de la deformación en el modo de control de esfuerzo (Figura 4(b)), mostrando una considerable deformación no recuperable en el lapso de medición del ensayo. Este comportamiento puede relacionarse con el retraso de la respuesta durante el ensayo debido al desfase de la respuesta detrás del tipo de control que sea aplicado (una mayor componente viscosa), lo cual está relacionado con la magnitud del ángulo de fase de cada asfalto usado; debido a que en las mezclas con asfaltos modificados la desviación de los ejes para cada modo de control fue significativamente menor.

Otro aspecto que destacar de la Figura 4, es el incremento en la desviación de cada uno de los ciclos para frecuencias menores a 5 Hz en los dos modos de control, indicando que la condición de estado estable no es alcanzada. Finalmente, se puede observar que a pesar de que se usó la misma amplitud del esfuerzo en los dos tipos de ensayo, la Figura 4(b) muestra una menor amplitud de deformación, disminuyendo con la aplicación de las frecuencias menores. Esto puede relacionarse con deformación no recuperable, debido a una interacción entre los agregados, generada por

la magnitud de la deformación no recuperable. Este comportamiento es consistente con los hallazgos de Underwood y Kim,^[2] quienes establecieron que aun aplicando niveles bajos de amplitud de deformación

50-70 $\mu\text{m}/\text{m}$ (pico a pico) pero con la presencia de una significativa deformación acumulada, la interacción del agregado influye significativamente en la respuesta del espécimen ante las cargas aplicadas.

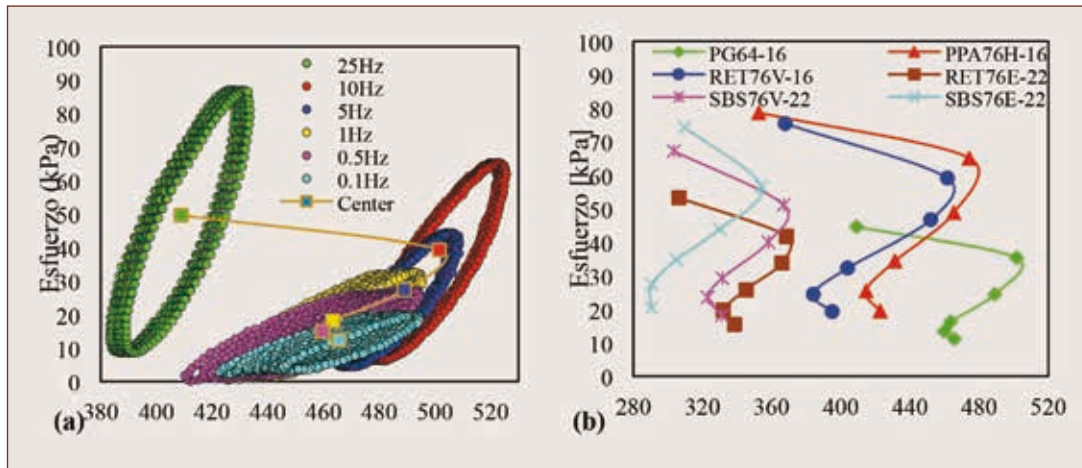


Figura 5. (a) lazos de histéresis para el ensayo de compresión determinados a 54 °C en el espécimen PG64-16^[2] y (b) trayectoria de los centros de los lazos de histéresis a 54 °C en todas las mezclas asfálticas.

Los lazos de histéresis del ensayo a compresión se muestran en la Figura 5(a), los cuales contienen los últimos 10 ciclos para cada frecuencia aplicada. Como se puede observar, en este tipo de ensayo se presenta una pronunciada deformación no recuperable, lo cual se puede inferir al observar el eje de las deformaciones, ya que el lazo para 25 Hz inicia a 380 $\mu\text{m}/\text{m}$. Además, para frecuencias menores a 5 Hz, se presenta una importante desviación en cada ciclo de carga aplicado. Por lo tanto, debe esperarse una significativa dispersión de los resultados debido a que la condición de estado estable no es alcanzada, lo cual coincide con los hallazgos obtenidos por Levenberg y Shah.^[7] Por otro lado, la trayectoria del centro de los lazos de histéresis en la Figura 5(a), muestra el efecto del periodo de reposo entre las frecuencias sucesivas. Ya que, en las dos primeras frecuencias aplicadas (25 y 10 Hz) la deformación no recuperable incrementa de 400 $\mu\text{m}/\text{m}$ a 500 $\mu\text{m}/\text{m}$, después de lo cual la deformación inicia a disminuir, debido al periodo de reposo de 2 min entre cada frecuencia y al menor número de ciclos aplicados para las frecuencias menores de 5 Hz.

Por otra parte, la Figura 5(b) muestra la trayectoria de los centros de los lazos de histéresis medi-

dos en todas las mezclas asfálticas evaluadas a una temperatura de 54 °C. Una de las diferencias más significativa entre las distintas mezclas asfálticas es la posición a lo largo del eje de la deformación (la magnitud de la deformación no recuperable), la cual puede ser atribuida a las características viscoelásticas de cada asfalto. Por ejemplo, las mezclas modificadas con polímero muestran menor deformación no recuperable y una mayor recuperación desde el primer lazo de histéresis (25 Hz) hasta el último (0.1 Hz), en comparación con la mezcla de asfalto convencional (P16) y la de ácido polifosfórico (PP).

Curvas maestras

El análisis de datos presentado en esta sección se centra en la discusión de las diferencias observadas entre las distintas curvas maestras, generadas por la aplicación de distintos tipos de carga y control del ensayo. De forma similar a la sección anterior, por cuestiones de espacio solo se presentan las curvas maestras de cuatro mezclas asfálticas, pero cada una contiene los resultados de los diferentes asfaltos para mostrar el comportamiento completo de los modificadores empleados. Es importante mencionar, que cada punto de las curvas maestras representa el

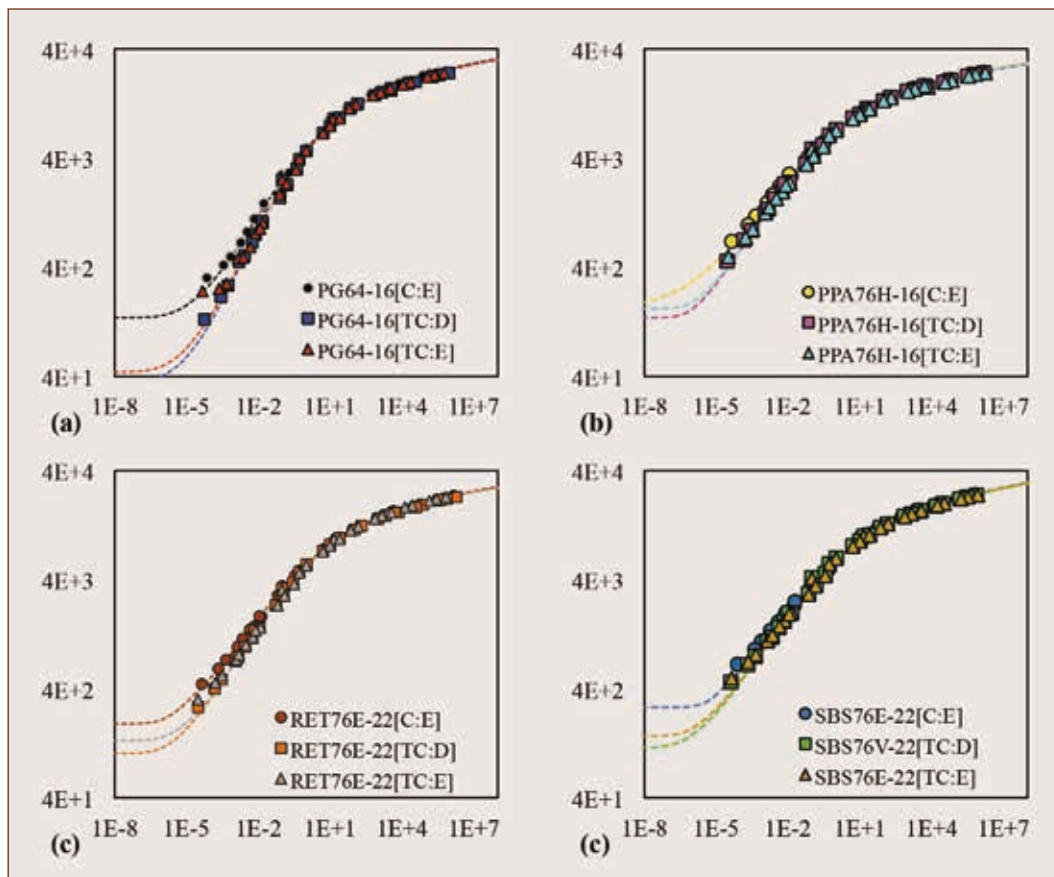


Figura 6. Curvas maestras de E^* a una temperatura de referencia de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ para las diferentes condiciones de ensayo y las mezclas: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) RET76E-22 y (d) SBS76E-22.

promedio de tres mediciones realizadas en distintos especímenes para cada frecuencia y temperatura.

Las curvas maestras del E^* a una temperatura de referencia de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ se muestran en la Figura 6, en la cual las líneas discontinuas representan el modelo 2S2P1D. Una de las principales diferencias observadas entre las curvas maestras se presenta a bajas frecuencias reducidas ($-1\text{E}-2\text{ Hz}$) o altas temperaturas de ensayo ($37\text{ }^{\circ}\text{C}$). Aparte del incremento del módulo, debido a los modificadores del asfalto en las mezclas asfálticas a bajas frecuencias reducidas, se puede ver que las mezclas ensayadas con control de esfuerzo exhiben un módulo mayor en comparación con las mezclas ensayadas con con-

trol de deformación, tanto en tensión-compresión (TC:E) como en compresión (C:E). Este comportamiento puede ser atribuido al incremento en la resistencia al esfuerzo de corte, generado por el entrelace del agregado, teoría propuesta por Khanal y Mamlouk.^[8] Lo cual, es consistente con los resultados observados en el análisis de los lazos de histéresis, en donde el ensayo a TC:E manifestó una importante deformación no recuperable y, por lo tanto, una baja respuesta (amplitud de deformación cíclica) bajo el mismo esfuerzo aplicado (comportamiento lineal) en comparación con el ensayo de TC:D, como se exhibió en la Figura 4(b).



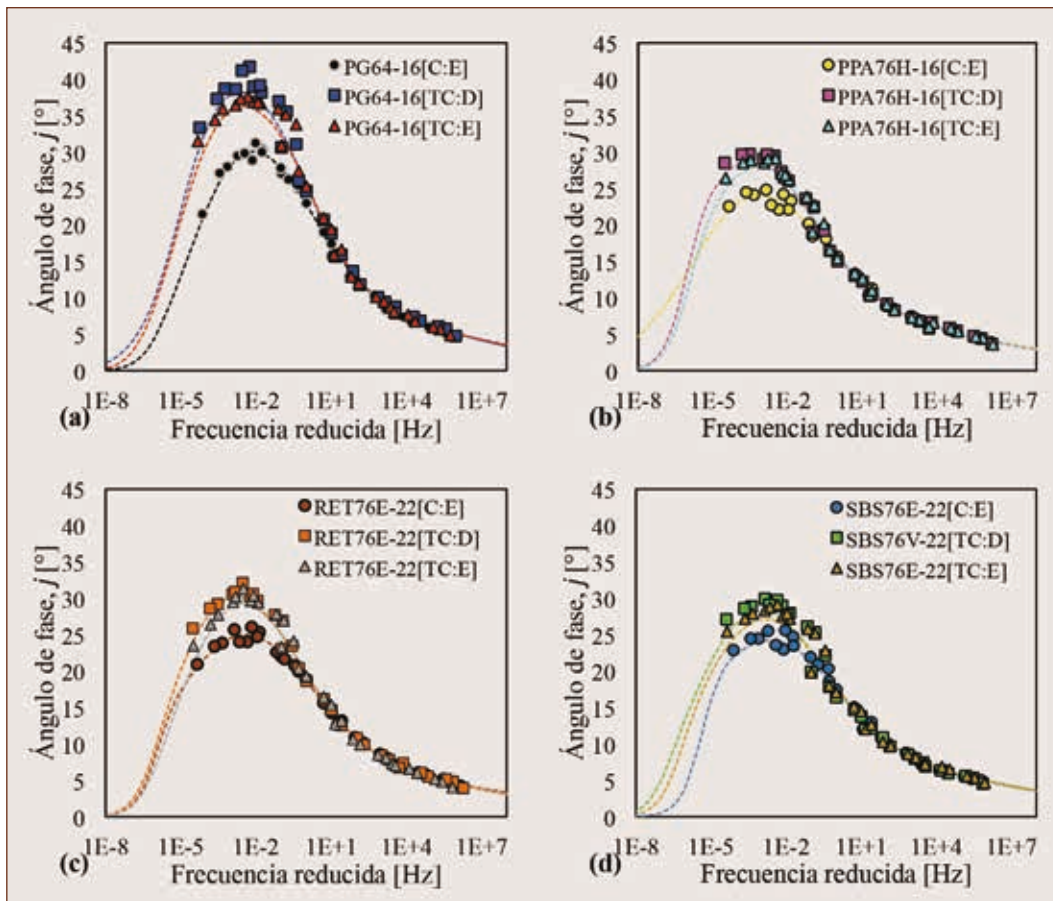


Figura 7. Curvas maestras del ángulo de fase a una temperatura de referencia de 20 °C para las diferentes condiciones de ensayo y las mezclas: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) RET76E-22 y (d) SBS76E-22.

Las curvas maestras del φ construidas a una temperatura de referencia de 20 °C para cuatro tipos de mezclas asfálticas y distintos tipos de carga se muestran en la Figura 7. Se observa que la mezcla producida con asfalto convencional (PG64-16) presenta el mayor valor pico en la curva del φ ; por lo que, exhibe un comportamiento más viscoso que las mezclas elaboradas con asfaltos modificados. Asimismo, se observa que los picos de las curvas en las mezclas ensayadas a tensión-compresión son mayores que las mezclas ensayadas a compresión. Un comportamiento similar fue observado por otros investigadores^[9-11] al comparar las curvas maestras del φ en ensayos de tensión y compresión. Por ejemplo, Zhang^[10] concluyó que este comportamiento era de esperarse debido a que “el asfalto o el mástico soportan la carga de tensión cuando los ensayos son en tensión, por lo que, las mezclas sometidas a tensión exhiben un comportamiento más viscoso (mayor

φ). En contraste, cuando se aplica compresión, son los agregados quienes soportan la carga, resultando en un φ menor, con un comportamiento más elástico.” Los resultados presentados en este documento para mezclas con las mismas propiedades de diseño (agregados, granulometría, contenido de asfalto y propiedades volumétricas) pero distintos asfaltos, validan la teoría propuesta por Zhang^[10]

Temperatura

En esta sección, se hace un análisis del efecto de la temperatura y, en la relación de las propiedades viscosa y elástica de las mezclas asfálticas. La diferencia relativa (ΔE^*) mostrada en la Figura 8 y usada como indicador comparativo de E^* se determinó con la Ecuación (10).

$$a_T(T) = \frac{-C_1(T - T_r)}{[C_2 + (T - T_r)]} \quad (9)$$

en donde i es la diferencia relativa entre C:E y TC:D; j es la diferencia relativa entre C:E y TC:E; y k es la diferencia relativa entre TC:D y TC:E.

De la Figura 8(a), se puede observar que, para temperaturas altas de ensayo (37 y 54 Hz) la para las condiciones i y j , es decir, relacionada con los ensayos de compresión, fue la más alta y resultó estadísticamente significativa para las tres frecuencias de ensayo (10, 1 y 0.1 Hz) en la mezcla convencional (PG64-16), lo cual se validó mediante una prueba de hipótesis basada en la distribución t-Student de dos colas para intervalo de confianza del

95 %. Sobre todo, las diferencias fueron considerablemente más altas para la temperatura de 54 °C, superando ampliamente el valor de 20%, el cual representa el límite estadístico de significancia (línea roja discontinua). En contraste, para la condición k , es decir, comparación de ensayos a tensión-compresión, solamente la temperatura más alta (54 °C) en combinación con la frecuencia más baja (0.1 Hz) fueron estadísticamente significativos; indicando que bajo los dos modos de control de ensayo para las otras frecuencias se obtuvo un comportamiento estadísticamente equivalente.

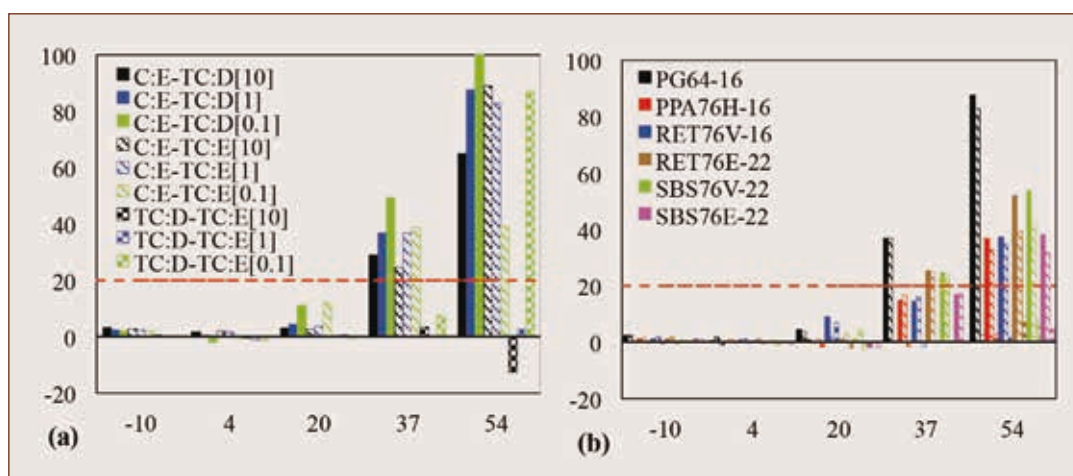


Figura 8. (a) diferencia relativa del módulo complejo a distintas frecuencias de ensayo (10, 1 y 0.1 Hz) de la mezcla elaborada con asfalto convencional (PG64-16) y (b) diferencia relativa del módulo complejo a una frecuencia de 1 Hz para todas las mezclas evaluadas.

Además, se puede observar de la Figura 8(b), que las diferencias relativas a una frecuencia de 1 Hz son menores para las demás mezclas asfálticas, en comparación con la mezcla elaborada con asfalto convencional. En donde, los ensayos comparados a compresión y obtenidos a 54 °C fueron en todos los casos estadísticamente significativos; en contraste, los ensayos comparados entre tensión-compresión fueron estadísticamente similares a la misma temperatura.

Respecto a la tangente de pérdida ($\tan \varphi = E''/E'$), la cual se puede considerar como una representación física asociada con la relación entre la energía disipada y la energía almacenada, cuando se somete un material a carga cíclica. Por lo que, esta propiedad es considerada como una medida de la fricción interna

o disipación mecánica, representando la energía disipada por unidad de volumen y usualmente se refiere a efectos lineales o quizás ligeramente no lineales.^[12] Debido a estas características, en este documento los valores experimentales de la $\tan \varphi$ son usados para evaluar la fricción interna de las mezclas asfálticas evaluadas. La Figura 9 muestra la energía disipada ($\tan \varphi$) de cuatro mezclas asfálticas distintas, evaluadas bajo diferentes condiciones de carga. Los valores más altos de $\tan \varphi$ en la Figura 9(a) representan una mayor energía disipada o una mayor componente viscosa en comparación con los valores de $\tan \varphi$ en las demás Figura 9(b), (c) y (d). Las diferencias observadas a una temperatura de 54 °C para las distintas condiciones de carga explican las desviaciones en los lazos de histéresis, en donde una respuesta más

viscosa, relacionada con un desplazamiento significativo desde el origen (deformación cero), fue observada para la mezcla asfáltica convencional; además de que se presentó una deformación no recuperable substancial en los ensayos de compresión. En contraste, las mezclas asfálticas con polímeros (RET o SBS) presentaron una menor deformación acumulada a la misma temperatura de ensayo.

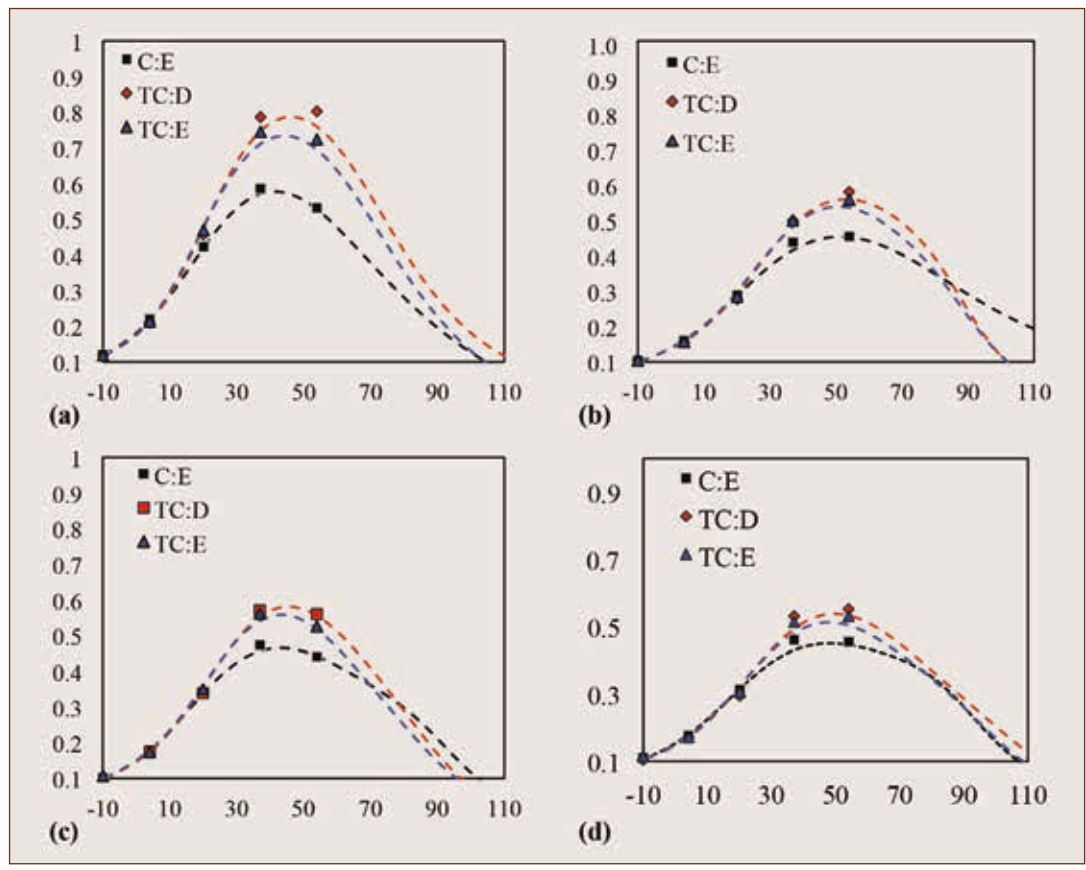


Figura 9. Resultados de $\tan \varphi$ experimental y simulada con el modelo 2S2P1D en función de la temperatura a 1 Hz para las mezclas elaboradas con: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) RET76E-22 y (d) SBS76E-22.

Por otro lado, también se puede observar de la Figura 9 que, para todas las mezclas los ensayos de compresión exhiben una menor energía disipada en comparación con los ensayos de tensión-compresión, lo cual es atribuido a la interacción entre los componentes de las mezclas (asfalto, mastico y agregado). En el caso de los ensayos de compresión, la interacción del agregado es la que tiene mayor influencia en el comportamiento, debido a una deformación no recuperable significativa. En el caso de los ensayos de tensión-compresión, las propiedades viscoelásticas (E' y E'') de los asfaltos son las de mayor influencia debido a que el asfalto resiste las cargas a tensión, como se discutió en la Sección 4.2.

Tipo de espécimen

En esta sección se discuten los resultados de la segunda etapa de ensayos realizada a los especímenes compactados en el CLR con un diámetro de 70 mm. La

comparación de los resultados de E^* se hace con los resultados obtenidos tanto en especímenes compactados con el CGS (resultados de la primera etapa) como en los compactados en el CLR. Por lo tanto, se comparan el efecto de las diferentes geometrías

(100 mm vs 70 mm de diámetro) pero solo para un tipo de carga aplicada (TC); ya que fue la condición que menor dispersión de resultados presentó para todas las mezclas evaluadas en la primera etapa de ensayos.

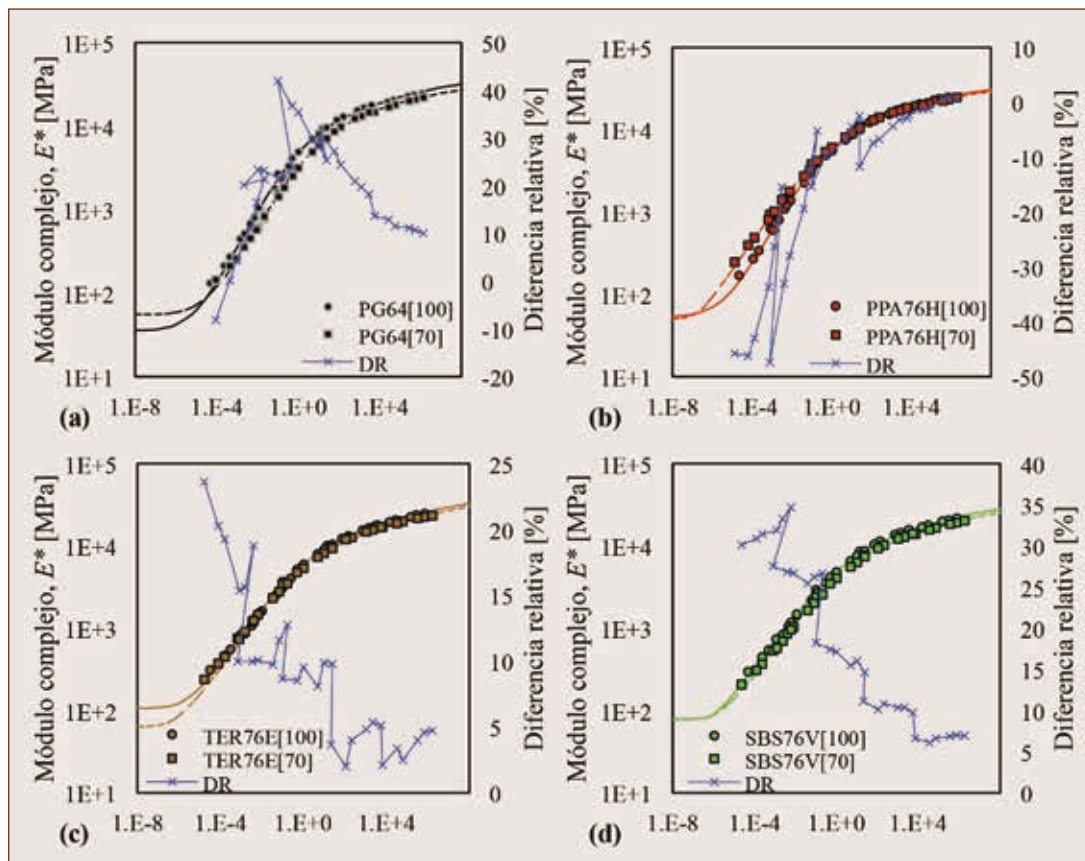


Figura 10. Comparación de E^* medido en especímenes compactados con distintos dispositivos para las mezclas elaboradas con: (a) PG64-16, (b) PPA76H-16, (c) RET76E-22 y (d) SBS76V-22.

La Figura 10 muestra la comparación de las curvas maestras del E^* construidas a una temperatura de referencia de 20 °C para las dos geometrías de los especímenes (100 mm vs 70 mm de diámetro). Se observa que, para las mezclas asfálticas PG64-16 y PPA76H-16 existe una mayor diferencia entre las dos curvas maestras, lo cual es validado con la línea azul que representa la diferencia relativa (DR) calculada con la Ecuación (10); además estas dos mezclas fueron las que presentaron resultados estadísticamente significativos. Por el contrario, se puede observar que las curvas maestras de las mezclas elaboradas con asfaltos modificados con polímeros (TE-

R76E-22 y SBS76V-22) son más cercanas entre ellas, independientemente de la geometría del espécimen; las cuales resultaron estadísticamente equivalentes, prácticamente para todo el rango de frecuencias y temperaturas aplicadas. Por último, se puede observar que, la tendencia de la DR incrementa para frecuencias reducidas menores o para temperaturas más altas, de forma similar a los resultados obtenidos con los diferentes tipos de carga aplicados en la primera etapa de ensayos. Una excepción a esta tendencia se presenta en la mezcla PG64-16, ya que la DR inicialmente incrementa hasta un máximo (42%) y después disminuye; esto se debe a que las tem-

peraturas altas de ensayo para los especímenes de 70 mm de diámetro fueron reducidas de 37 a 35 °C y de 54 a 50 °C, debido a la alta deformación observada en los especímenes de 100 mm de diámetro para estas temperaturas.

Conclusiones

En este documento, se discute el efecto en las propiedades viscoelásticas obtenidas aplicando diferentes condiciones de carga, al comparar los resultados obtenidos se observó que, las propiedades viscoelásticas dependían del tipo de carga, frecuencias, temperaturas aplicadas, además de las propiedades de los materiales usados en el estudio. Específicamente, la dependencia de los parámetros mencionados solamente fue observada a altas temperaturas de ensayo (37 y 54 °C) y cuando las cargas de tensión-compresión fueron comparadas con las cargas de compresión.

Se planteó la hipótesis de que las variaciones observadas entre las diferentes condiciones de carga eran causadas por mecanismos que se activan a altas temperaturas de ensayo y en presencia de una importante deformación no recuperable. Los resultados validaron esta hipótesis mostrando que la interacción entre los agregados y las características de disipación de los asfaltos fueron los mecanismos que causaban la desviación de las propiedades viscoelásticas (comportamiento no lineal). La energía disipada resultó ser el principal factor que activo el grado de interacción del agregado, lo cual fue validado con el análisis de los lazos de histéresis y la comparación de las curvas de la $\tan \phi$.

Basado en los resultados presentados en este documento se generan las siguientes recomendaciones; realizar el ensayo de E^* en tensión-compresión con control de deformación, ya que esto genera diversas ventajas, como una menor deformación permanente a altas temperaturas, una mejor caracterización de los efectos de los distintos tipos de asfaltos y una menor interacción del operador, resultando en una menor dispersión de los resultados. En medida de lo posible realizar los ensayos en muestras cilíndricas con menores dimensiones a las especificadas en la norma AASHTO T-342,^[3] ya que esto hace posible evaluar capas asfálticas con menor espesor, obteniendo estos especímenes de extracciones horizontales; siempre y cuando el tamaño máximo del agregado lo permita.

Por último, diversos autores proponen disminuir las temperaturas altas de ensayo con el objetivo de disminuir la deformación que experimentan los especímenes y, por lo tanto, la dispersión de resultados. Sin embargo, como se observó en los resultados presentados en este documento la deformación no recuperable depende del tipo de asfalto, por lo que, no se recomienda generalizar la disminución de la temperatura para todos los tipos de asfaltos usados en las mezclas asfálticas, sino se debe hacer en base a sus propiedades reológicas.



¿Quieres profundizar?

- [1] ARA Inc., Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitation Pavement Structures. NCHRP 1-37A, Transportation Research Board of the National Academics, Champaign, Ill., 2004.
- [2] B. Underwood, Y. Kim, Comprehensive Evaluation of Small Strain Viscoelastic Behavior of Asphalt Concrete, *J. Test. Eval.* 40 (2012) 622–632. doi:10.1520/JTE104521.
- [3] AASHTO Designation, AASHTO T 342 : Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt (HMA), (2015).
- [4] BS EN 12697-26, Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Stiffness, (2012).
- [5] AASHTO Designation, AASHTO M 332 : Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test, (2014).
- [6] P. Gayte, H. Di Benedetto, C. Sauzéat, Q.T. Nguyen, Influence of transient effects for analysis of complex modulus tests on bituminous mixtures, *Road Mater. Pavement Des.* 17 (2016) 271–289. doi:10.1080/14680629.2015.1067246.
- [7] E. Levenberg, A. Shah, Interpretation of Complex Modulus Test Results for Asphalt-Aggregate Mixes, *J. Test. Eval.* 36 (2008) 101577. doi:10.1520/JTE101577.
- [8] P. Khanal, M. Mamlouk, Tensile versus compressive moduli of asphalt concrete, *Transp. Res. Rec.* 1492 (1995) 144–150. <http://cat.inist.fr/?aModele=afficheN&cpsid=2953693>.
- [9] E. Levenberg, Viscoelastic Tension-Compression Nonlinearity in Asphalt Concrete, *J. Mater. Civ. Eng.* 1 (2015) 1–9. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001319.
- [10] Y. Zhang, R. Luo, R.L. Lytton, Anisotropic Viscoelastic Properties of Undamaged Asphalt Mixtures, *J. Transp. Eng.* 138 (2012) 75–89. doi:10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000302.
- [11] R.L. Lytton, Y. Zhang, F. Gu, X. Luo, Characteristics of undamaged asphalt mixtures in tension and compression, *Int. J. Pavement Eng.* 19 (2018) 292–306. doi:10.1080/10298436.2017.1347439.
- [12] R.S. Lakes, *Viscoelastic materials*, Cambridge University Press, 2009.

Análisis del agrietamiento de la carpeta asfáltica con 30% de RAP de la carretera Guadalajara-Barra de Navidad en el estado de Jalisco

Pedro Limón Covarrubias, pedro.limon@academicos.udg.mx
Bryan Alejandro Dávalos, bryan.davalos4605@alumnos.udg.mx,
David Ávalos Cueva, david.avalos@academicos.udg.mx,
José Roberto Galaviz González, jose.galaviz2401@academicos.udg.mx
Universidad de Guadalajara, Guadalajara, México

Introducción

El RAP (reclaimed asphalt pavement, por sus siglas en inglés) es el pavimento asfáltico viejo que ha sido removido de la calzada por cualquier tipo de fresadora o eliminación total del espesor existente, Recuperado para su uso posterior. Fue en 1956 que en Estados Unidos fue concebida esta técnica y en Europa en los años setenta, desde entonces el reciclado ha ido en aumento en dichos países. En México a diferencia de los Estados Unidos y Europa existe un uso disminuido del RAP en la pavimentación de calles y carreteras; debido a la inexistente normatividad nacional para este proceso, el poco uso de la técnica generalmente se hace con deficiencia.

El uso de RAP ha venido al alza en México, provocando que cada vez sea más amplia su utilización en las nuevas pavimentaciones de vías terrestres. La situación actual y su inexistente norma para el proceso han provocado la baja calidad y deterioros a corto plazo en las carreteras o vías en que se emplea el uso del RAP.

Para realizar una normativa es necesario determinar mediante ensayos e investigaciones las condiciones idóneas para obtener índices aceptables a implementar en la norma en sí. Por lo que esta investigación se centra en determinar indicativos como el índice de flexibilidad, la energía de fractura, entre otros según el ensayo realizado.

Los ensayos a utilizar ofrecen una confiabilidad suficiente; la prueba *Semi-circular Bending* nos permite obtener la energía de fractura y el índice de flexibilidad; asimismo el ensayo de tensión indirecta nos indica tanto la energía de fractura como el índice IC (Ideal Cracking); mediante la prueba *Texas Overlay Test* podemos determinar los ciclos recibidos por la probeta y el índice de resistencia al agrietamiento.

Conocer los datos ya mencionados por medio del análisis y evaluación de mezclas asfálticas con 30% de RAP se busca determinar una correlación entre los resultados de los mismos, y así determinar cuál de las cuatro pruebas a realizar (Ideal Cracking Test, SCB, Texas Overlay Test) es la más acertada para obtener resultados confiables y así encontrar las condiciones óptimas en la utilización de RAP.

Plan experimental

Para lograr el objetivo de estudio, se desarrolló un plan de trabajo en el que se determinó los objetivos a realizar, en primera instancia se obtuvieron cinco distintos muestreos en campo, los cuales se extrajeron de la carretera Guadalajara-Barra de Navidad en el tramo Acatlán-Barra de Navidad Km 92+000 al 103+000.

Posteriormente se realizó la obtención de la densidad teórica máxima RICE y así lograr obtener posteriormente los vacíos de cada probeta. Teniendo

debidamente muestreado y cuarteado cada unidad muestreada en campo se procedió a compactar con el SGC las pastillas correspondientes a cada ensayo; finalmente se realizaron los tres ensayos contemplados en este estudio para cada uno de los cinco muestreos. Todo este plan de trabajo se indica en la Figura 2.

Por último, se realizó una metodología de análisis multi-criterio (MIVES) para definir cuál metodología y método son los más adecuados. Esto de acuerdo a una delimitación de decisión y a los resultados obtenidos.



Figura 1. Tramo carretero de extracción de mezcla.

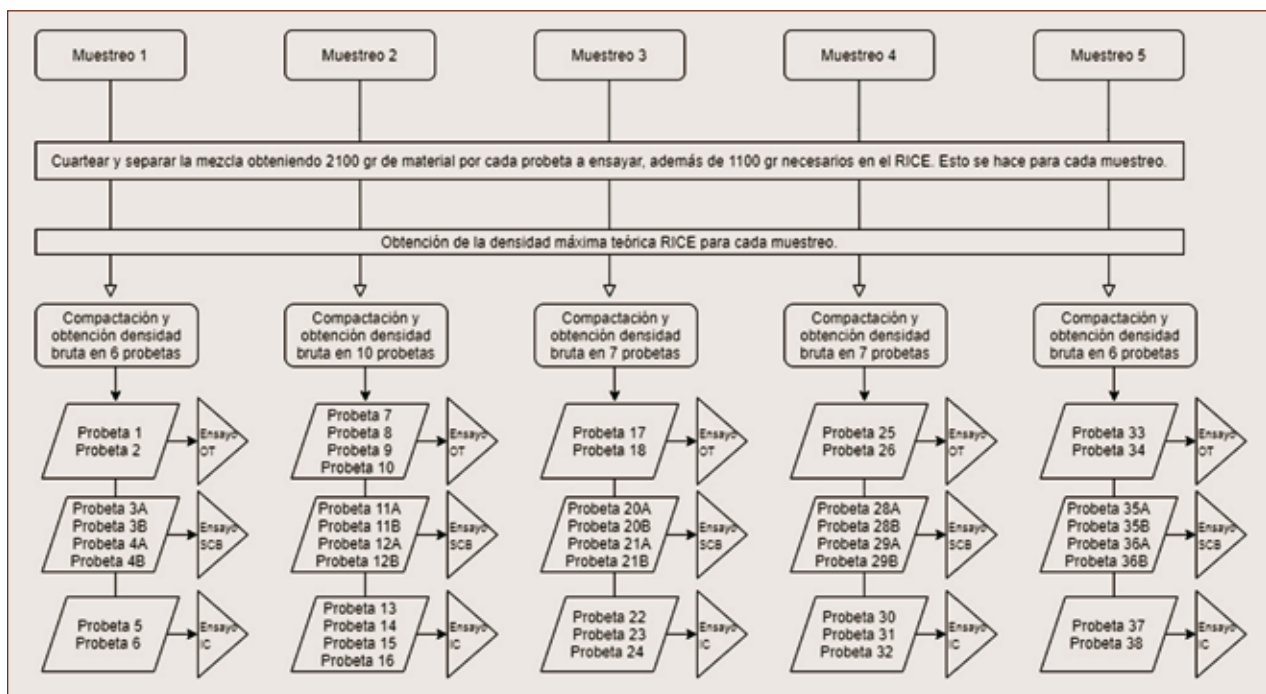


Figura 2. Plan experimental.

Elaboración de las probetas de prueba

Cuarteo y muestreo

Se realiza el cuarteo del muestreo, para esto colocamos el total de la muestra sobre una superficie plana y limpia donde no exista el riesgo de pérdida de material, mezclamos bien todo el material mediante el traspaleo y se forma una pila cónica. Después tenemos que aplanar la pila con la pala de tal forma que tenga un grosor y un diámetro uniforme. Al final dividimos para tener cuatro secciones y cada pila resultante contenga el material original en ella, Sólo resta tomar como muestra los cuartos opuestos.



Figura 3. Proceso de cuarteo.

Compactación de pastillas

Después del cuarteo de la mezcla, esta se calienta a una temperatura de 135 °C (recomendación de diseño) por una hora y se compacta con apoyo del SGC a 125 giros, 30 RPM con una carga de 600 kPa y un ángulo interno de 1.16°.



Figura 4. Compactador giratorio.

Ensayos

Energía de fractura Semi-circular Bending (SCB)

Para evaluar la energía de fractura en las probetas de SCB se utilizó el nuevo método de prueba AASHTO TP124 *Standard Method of Test for Determining the Fracture Potential of Asphalt Mixtures Using the Flexibility Index Test (FIT)*. Esta prueba se efectuó sobre probetas semi-circulares con una ranura de una profundidad de 1.5 centímetros en la parte inferior central.

En el transcurso del ensayo es aplicada una carga constantemente a lo largo del diámetro vertical de la probeta con una velocidad de ruptura de 50 mm/min hasta llegar a la falla.



Asociación Mexicana
del Asfalto, A.C.



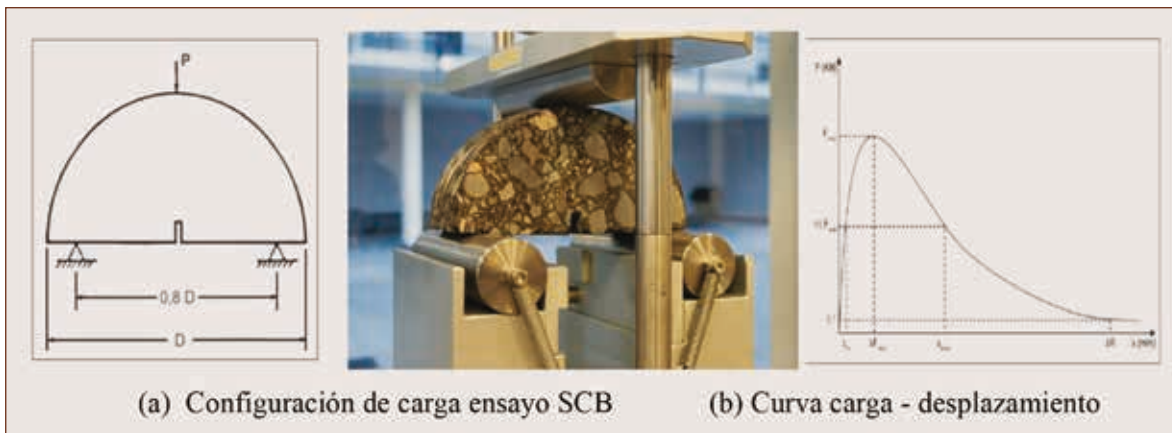


Figura 5. Ensayo semi-circular bending (scb).

La figura muestra el montaje de la probeta en la prensa de carga, así como el equipo necesario para la correcta ejecución de la prueba. En cada ensayo realizado los resultados obtenidos de la prueba son registrados, con la información resultante de cada uno, se crea la curva carga-desplazamiento la cual a su vez nos permite analizar la energía de fractura.^[1]

Con base en la curva carga versus desplazamiento el trabajo de fractura y la energía de fractura se pueden calcular empleando las ecuaciones (1) y (2), respectivamente.

$$G_f = \frac{W_f}{B \times L} \quad (1)$$

Donde G_f es la energía de fractura en J/m^2 , B es el espesor del espécimen en milímetros, L es la altura del área de fractura en milímetros y W_f es el trabajo realizado durante el proceso de fisuración en KN-mm.

$$W_f = \int_0^{\Delta R} q \cdot du \quad (2)$$

Donde q es la carga máxima aplicada en KN, u es el desplazamiento en milímetros y ΔR es el desplazamiento en milímetros cuando la carga aplicada en la región post-pico es cercana a cero.

Además, con los datos de la curva carga-desplazamiento se puede obtener el índice de flexibilidad, utilizado para determinar la resistencia al agrietamiento de una mezcla asfáltica y en la metodología de diseño balanceado (BMD). Se recomienda un valor mínimo de 8.^[1]

$$FI = \frac{G_f}{|m|} \times A \quad (3)$$

A = 0.01 (Factor de escala)
m = Pendiente posterior al pico
 G_f = Energía de Fractura (J/m^2)

Energía de fractura empleando la prueba Tensión Indirecta (IC)

Otra forma para evaluar la energía de fractura fue empleando la prueba de tensión indirecta en el cual se utilizó basado en el método de la norma NLT-346/90 “Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas”.

La prueba de tensión indirecta para determinar la energía de fractura se desarrolló de manera análoga a la anterior mencionada, la prensa que se utilizó fue la misma, hay unos parámetros diferentes los cuales son: la velocidad de la aplicación de la carga es de 50.8mm/min y la mordaza Lottman.^[2]

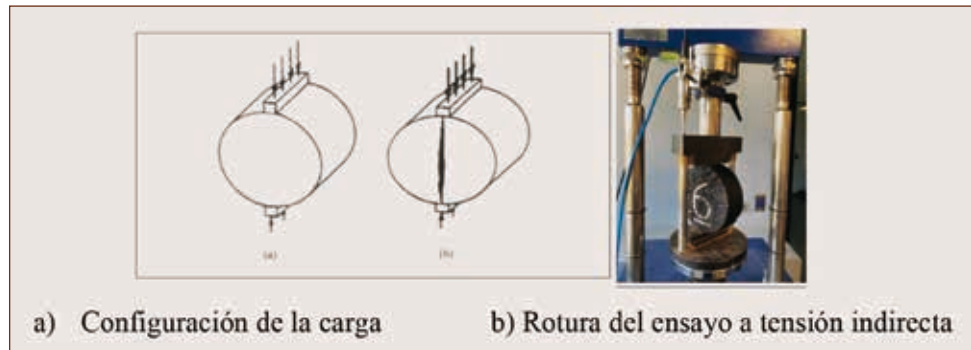


Figura 6. Ensayo tensión indirecta.

Por otra parte, con la curva carga-desplazamiento del ensayo se puede medir un parámetro llamado Índice de agrietamiento (IDEAL Cracking). El cual ha tenido buena aceptación, por lo económico y la facilidad de ejecución; y la buena correlación con el agrietamiento de los tramos carreteros o pistas de prueba e n Estados Unidos. Este análisis se realiza conforme a la normativa ASTM D 8225. Se recomienda un valor mínimo de 50.^[2]

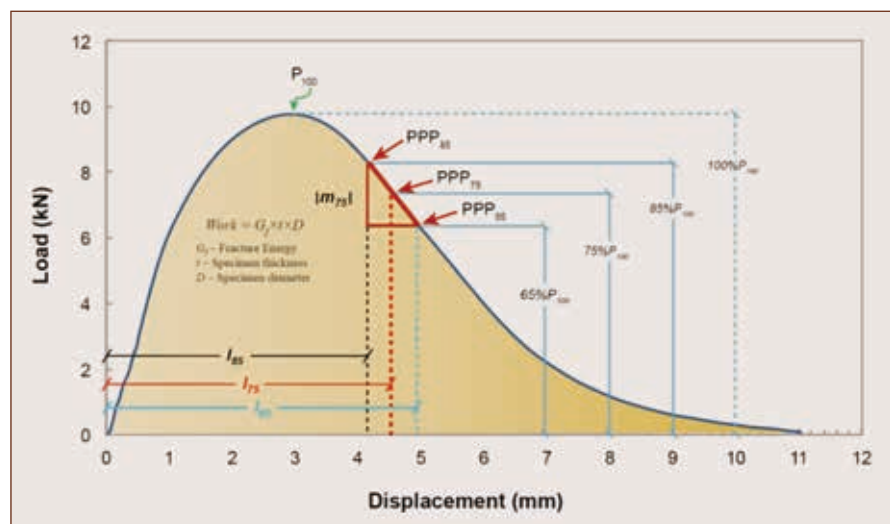


Figura 7. Análisis del ideal cracking test.

$$CT_{index} = \frac{t}{62} \times \frac{G_f}{|m_{75}|} \times \frac{l_{75}}{D} \quad (3)$$

t: espesor de la muestra, mm
 G_f: energía de fractura, Joules/m²
 |m₇₅|: valor absoluto de la pendiente posterior al pico m₇₅, N/m
 l₇₅: desplazamiento al 75% de la carga máxima después del pico, mm
 D: diámetro de la muestra, mm

Texas overlay test (OT)

El método determina la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a fatigarse o el agrietamiento por reflexión con el cual se mide el número de ciclos a la falla. Las muestras se someten a tensión directa con carga repetida para especímenes fabricados en el laboratorio o núcleos obtenidos en el sitio.

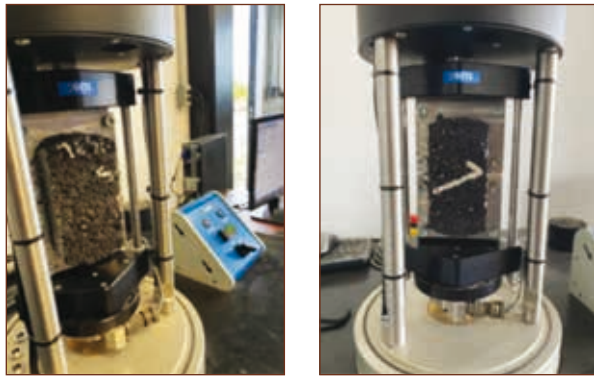


Figura 8. Ensayo overlay texas test.

Se tiene que iniciar el ensayo y se tiene que alimentar los parámetros del ensayo los cuales incluyen entre otros, la temperatura de ensayo: 25 °C. Finalmente los parámetros de prueba: Carga máxima medida en el 1er ciclo, la prueba continúa hasta que la carga máxima resistida por la muestra se reduce en un 93% del valor máximo, si no se alcanza el 93% se finaliza el ensayo en los ciclos determinados, 1000 en este caso (Tex-248-F). Se recomienda mínimo 150 ciclos.^[3,4]

Por otra parte, con el gráfico de carga-ciclos aplicados, se puede obtener el índice de resistencia al agrietamiento (β). El cual el exponente de la regresión exponencial del gráfico. Cuando se tiene un valor bajo, la resistencia al agrietamiento es alta.

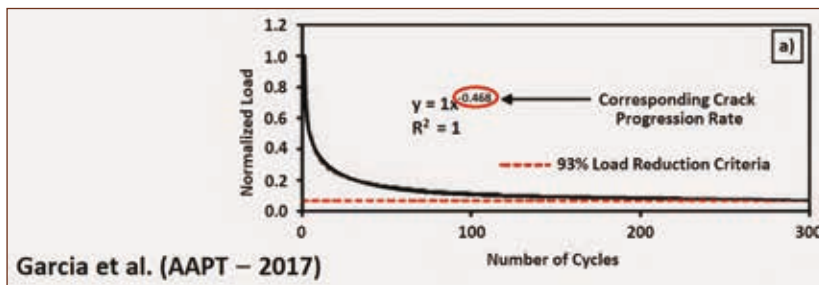


Figura 9. Índice de resistencia al agrietamiento.

Resultados y discusión de las pruebas de desempeño

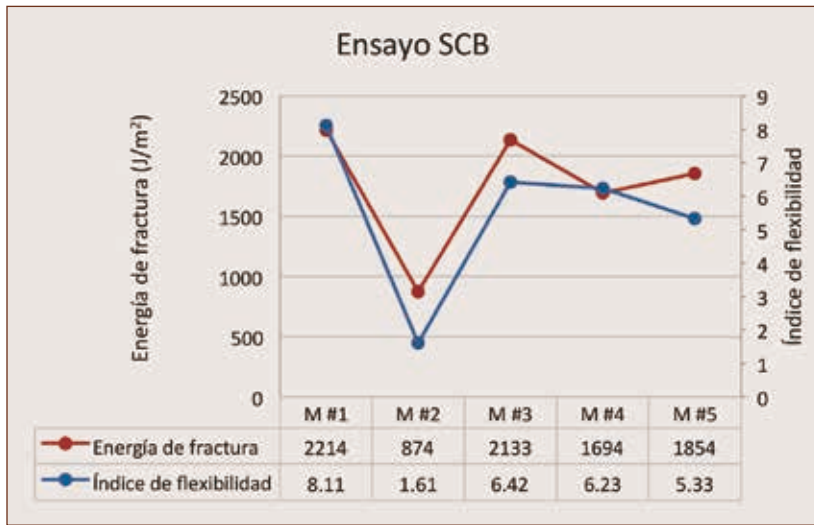


Figura 10. Resultados de la prueba SCB.

En la Figura 10, se observa que el muestreo #2 es el que tiene el menor comportamiento tanto en energía de fractura, como en índice de flexibilidad. Por otra parte, los mejores resultados son índice de flexibili-

dad y energía de fractura lo presenta el muestreo #1. Por último, mencionar que sólo el muestreo #1 cumple con el mínimo requerido de índice de flexibilidad, el cual se recomienda debe ser mayor a ocho.

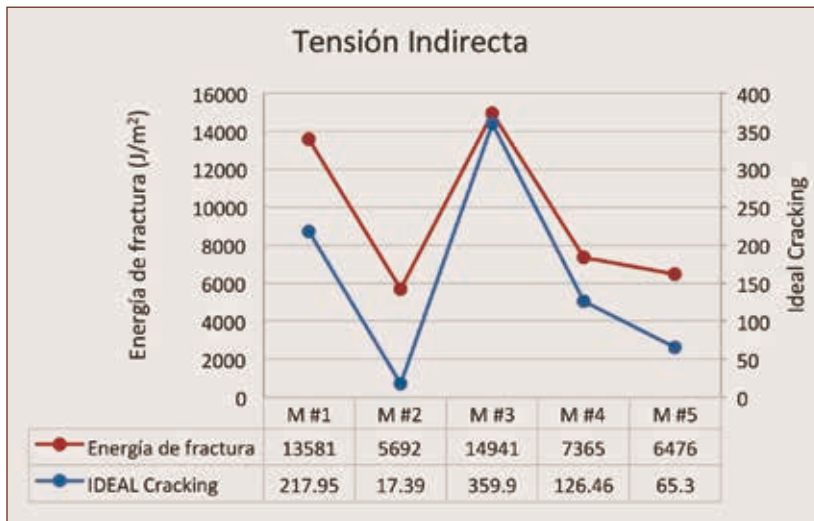


Figura 11. Resultados de la prueba de tensión indirecta.

En la Figura 11, se observa que el muestreo #2 es el que tiene el menor comportamiento tanto en energía de fractura, como en Ideal Cracking. Por otra parte, los mejores resultados de Ideal Cracking y

energía de fractura lo presenta el muestreo #3. Por último, mencionar que sólo el muestreo #2 no cumple con el mínimo requerido de Ideal Cracking, el cual se recomienda debe ser mayor a 50.

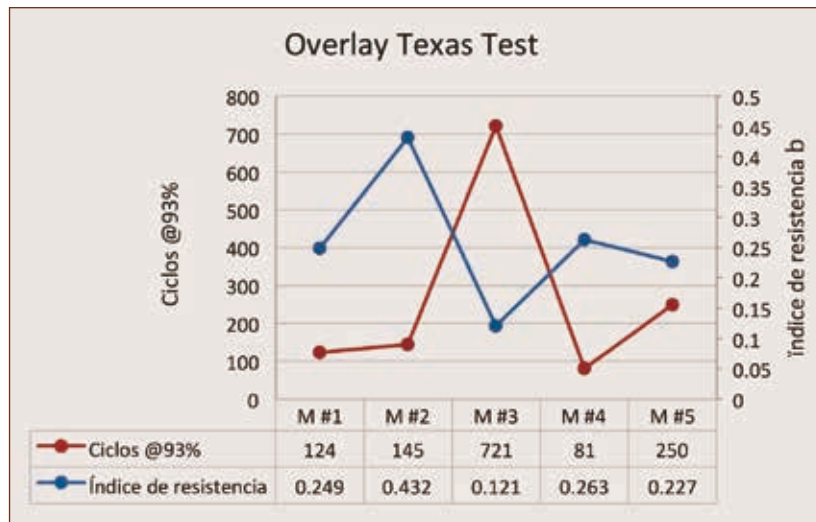


Figura 12. Resultados de la prueba de overlay texas test.

En la Figura 12, se observa que el muestreo #2 es el que tiene el menor comportamiento tanto en ciclos a la falla (@93% de pérdida de resistencia inicial), como en índice de resistencia β . Por otra parte, los mejores resultados en índice de resisten-

cia β y ciclos a la falla lo presenta el muestreo #3. Por último, mencionar que sólo el muestreo #3 y #5 cumple con el mínimo requerido de ciclos a la falla (@93% de caída de resistencia inicial), el cual se recomienda debe ser mayor a 150.

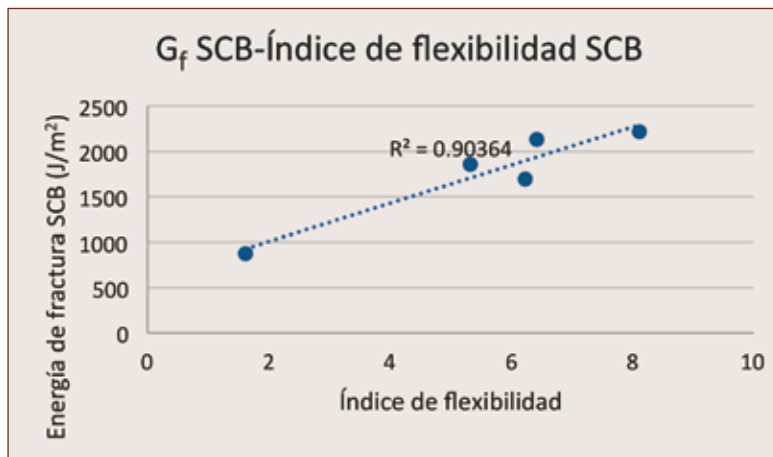
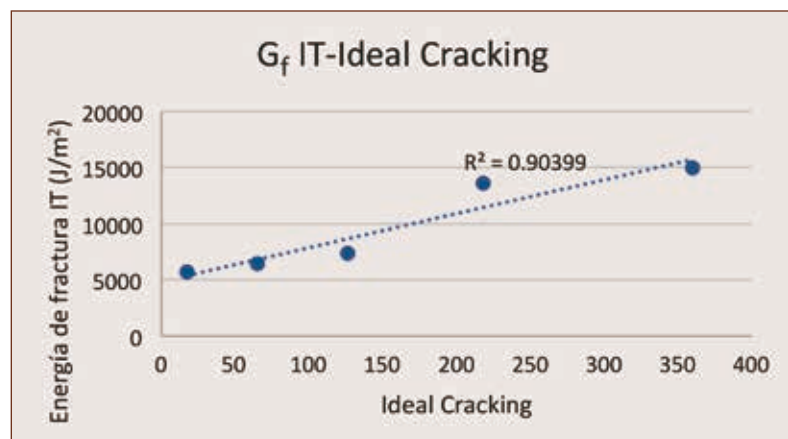


Figura 13. Correlación de parámetros del ensayo SCB.

Figura 14. Correlación de parámetros del ensayo tensión indirecta.



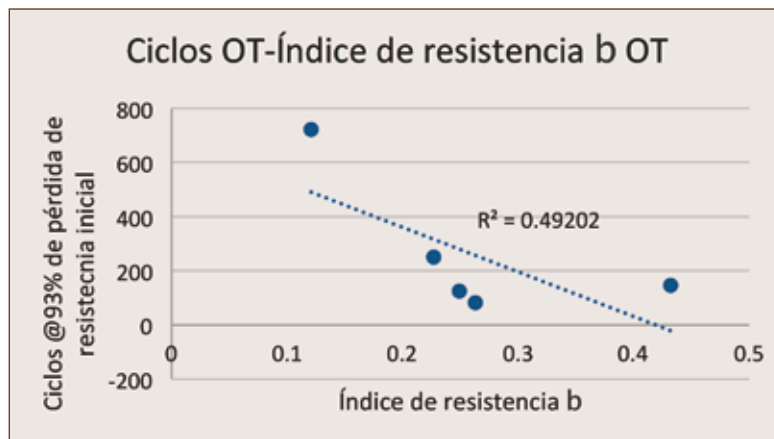


Figura 15. Correlación de parámetros del ensayo overlay texas test.

En la figura 13,14 y 15, se observa que los ensayos SCB y tensión indirecta tienen buena correlación entre sus dos parámetros evaluados, como son energía de fractura con índice de flexibilidad e Ideal

Cracking respectivamente. Por otro lado, el ensayo Overlay Texas Test no presenta una correlación satisfactoria entre sus dos parámetros evaluados (ciclos a la falla e índice de resistencia β).

Tabla 1. Coeficientes de correlación (R^2) entre ensayos y sus parámetros

Ensayos	SCB-Índice flexibilidad	SCB-Energía fractura	IT-IDEAL Cracking	IT-Energía de fractura	OTT-Ciclos	OTT- β	Promedio R^2
SCB-Índice flexibilidad		0.9036	0.4521	0.4981	0.0231	0.5707	0.4895
SCB-Energía fractura	0.9036		0.5767	0.5954	0.1576	0.7888	0.6044
IT-Ideal Cracking	0.4521	0.5767		0.904	0.5963	0.6754	0.6409
IT-Energía fractura	0.4981	0.5964	0.904		0.3817	0.4975	0.5755
OTT-Ciclos	0.0231	0.1576	0.5963	0.3817		0.4920	0.3301
OT-índice resistencia β	0.5707	0.7888	0.6754	0.4975	0.4920		0.6049

En la tabla 1, se observa que la mejor correlación entre ensayos y parámetros la tiene como ensayo la tensión indirecta y como parámetro el IT-Ideal Cracking. Por otro lado, la correlación más baja la

tiene el ensayo OTT y como parámetro el OTT-ciclos. Sin embargo, el ensayo OTT-índice de resistencia β , tiene una correlación alta con los otros ensayos y parámetros.



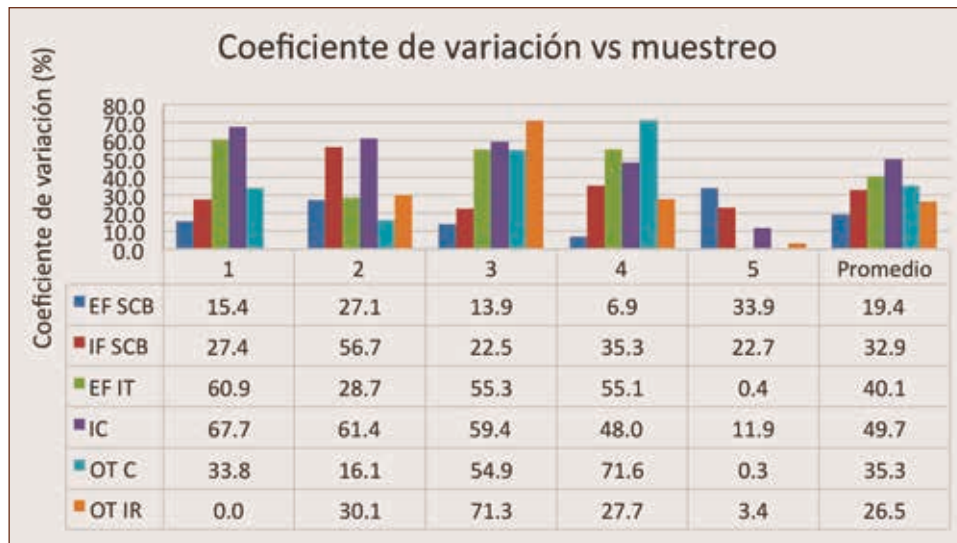


Figura 16. Coeficiente de variación de los diferentes ensayos y sus parámetros.

En la Figura 16, que existe una dispersión entre los coeficientes de variación de cada muestreo. Siendo en promedio el ensayo con menor coeficiente de variación SCB y como parámetro el índice de flexibilidad de SCB. El Ensayo con mayor dispersión es la tensión indirecta y como parámetro el IT-Ideal Cracking. Por otra parte, el parámetro de índice de resistencia β , también tiene un bajo coeficiente de correlación de 26.5%.

Análisis multi-criterio (MIVES)

El análisis multi-criterio consiste en establecer unos criterios e indicadores, en el cual se plantea elegir una alternativa o soluciones a un conjunto de estas. Esta metodología permite en que puedas modificar los criterios e indicadores a las necesidades requeridas, así como colocar los valores de los mismos. A continuación, en la Figura 17, se mencionan los criterios e indicadores establecidos.^[5]

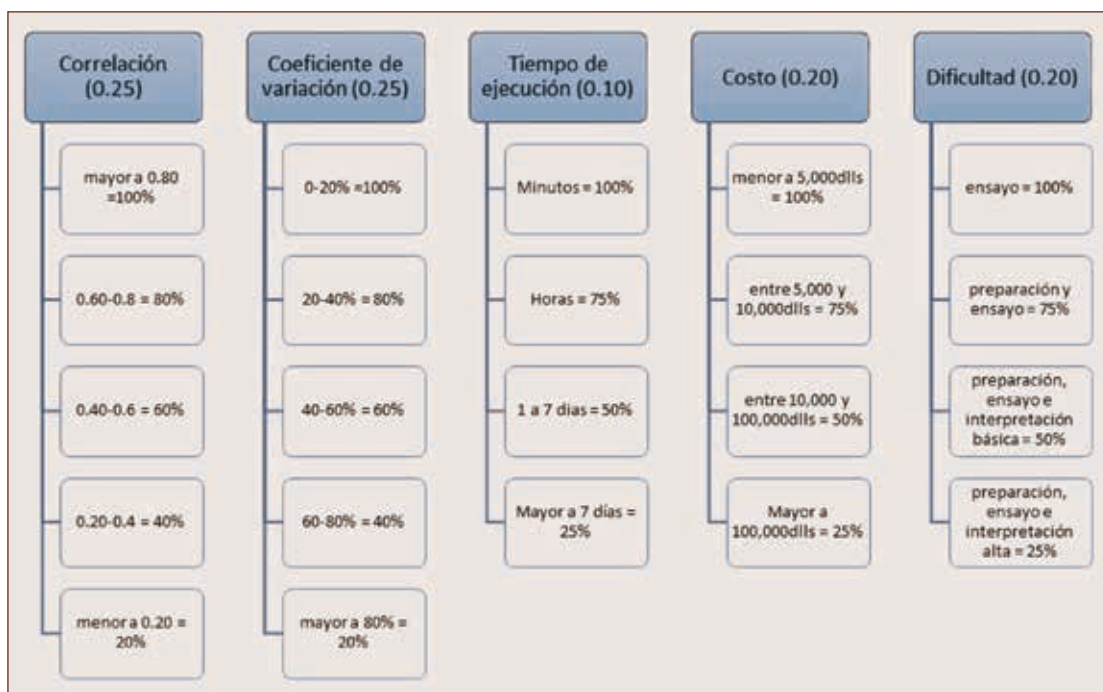


Figura 17. Diagrama de criterios e indicadores establecidos.

Combustibles alternos

462 623 1370

ventas@asfaltos.mx

Paseo de la Altiplanicie #11 Torre Wolken, 3er Piso Int.C
Villas de Irapuato, Irapuato, Guanajuato, México. C.P. 36670



- Proyectos llave en mano
- Plantas para fabricación de asfaltos modificados
- Plantas para fabricación de emulsiones



Reciclando vamos creando caminos.



NEOTECH[®]
ASPHALT

Tabla 2. Resultados del análisis multi-criterio (MIVES)

Ensayos	Criterios					Total
	Correlación (R ²)	Coefficiente de variación	Tiempo de ejecución	Costo	Dificultad	
SCB-Índice flexibilidad	0.15	0.20	0.10	0.15	0.05	0.65
SCB-Energía fractura	0.20	0.25	0.10	0.15	0.05	0.75
IT-Ideal Cracking	0.20	0.15	0.10	0.15	0.05	0.65
IT-Energía fractura	0.15	0.15	0.10	0.15	0.05	0.60
OTT-Ciclos	0.10	0.20	0.075	0.10	0.10	0.575
OT-índice resistecia β	0.15	0.20	0.075	0.10	0.10	0.625

En los resultados obtenidos en la tabla 2, el ensayo con mejor valor en el análisis multi-criterio lo presenta el SCB y, como parámetro lo presenta SCB-Energía de fractura. Teniendo resultados interesantes los parámetros SCB-Índice de flexibilidad, IT-IDEAL Cracking e índice de resistencia β .

Conclusiones

1. Los ensayos de agrietamiento analizados son una opción adecuada en la evaluación de mezclas asfálticas con RAP.
2. El ensayo de Tensión indirecta y en específico el parámetro de IDEAL Cracking fue el que tuvo mejor correlación.
3. El ensayo de SCB y en específico el parámetro de energía de fractura fue el que tuvo menor coeficiente de variación.
4. En general, de acuerdo a los resultados analizados mediante multi-criterio (MIVES), el ensayo que tiene mejor calificación es el SCB, tanto en sus parámetros de energía de fractura como índice de flexibilidad.
5. El ensayo Overlay Texas Test es el que tiene una calificación más baja en general. Sin embargo, en el análisis mediante coeficiente de variación no tiene un resultado muy alto.
6. El parámetro de índice de resistencia β del ensayo OTT, en general tiene buenos resultados. Por lo cual, puede ser una opción para evaluar agrietamiento en mezclas con RAP.

7. Se tienen que hacer más análisis de estos tres ensayos, para tener conclusiones más precisas.

Agradecimientos

Los autores de esta investigación desean expresar su gratitud al Grupo Mulsa por el apoyo técnico y económico para realizar la campaña de experimentos, en particular al laboratorio de mezclas asfálticas de APCL (Asphalt Pavement and Construction Laboratories).

¿Quieres profundizar?

- [1] AASHTO. (1993). *Determining the Fracture Energy of Asphalt Mixtures Using the Semi Circular Bend Geometry (SCB)*. AASHTO Designation.
- [2] Zhou, F. (2019, enero). *Development of an IDEAL Cracking Test for Asphalt Mix Design, Quality Control and Quality Assurance*. NCHRP IDEA Program, 1–40.
- [3] Texas Department of Transportation. *Overlay Test. TxDOT Designation Tex-248-F*. USA. 2014.
- [4] Jimenez, M. (Diciembre 2013) *Overlay Tester: equipo de laboratorio para evaluar la resistencia al agrietamiento en mezclas asfálticas*.
- [5] Pacheco, J. F. y Contreras, E. (2008). *Manual metodológico de evaluación multicriterio para programas y proyectos*. Santiago de Chile: Instituto Latinoamericano y del Caribe de Planificación Económica y Social (ILPES).

Estudio de viabilidad de las pruebas IDEAL-CT y DCT para su implementación en diseños de mezclas asfálticas y control de calidad en campo

Rosita Martínez, rosita.martinez@ergon.com,
Eymard Avila, eymard.avila@ergon.com,
Luis Bernal, luis.bernal@ergon.com,
Alfonso Díaz, alfonso.diaz@ergon.com
Ergon Asfaltos México, Puebla, México

Introducción

Determinar la susceptibilidad al agrietamiento de los pavimentos flexibles es cada vez más complejo, debido a la incorporación de materiales reciclados, rejuvenecedores, entre otros.

Existen diferentes tipos de agrietamiento; de arriba hacia abajo, de abajo hacia arriba, longitudinal, transversal y por lo tanto diferentes causas y soluciones. El agrietamiento es un mecanismo complejo que ha sido estudiado mediante diversas pruebas, tales como: Direct Cracking Test, Semi-Circular Beam SCB (AASHTO TP105), SCB (Louisiana Transportation Research Center), SCB-Illinois, Overlay Tester (OT), Bending Beam Fatigue (BBF), Disk-Shaped Compact tensión Geometry DCT, Agrietamiento por Tensión Indirecta en Mezclas Asfálticas, Indirect Tensile Asphalt Cracking Test (IDEAL-CT) entre otras.

La prueba de IDEAL-CT fue desarrollada recientemente con la misma configuración de carga que la prueba de Tensión Indirecta. Esta prueba ha sido promovida por Texas A&M Transportation Institute para el diseño de mezclas y control y aseguramiento de calidad.^[1,2,3]

En el estudio realizado por Fujie Zhou *et al*^[1,2] comprobó que la prueba de IDEAL-CT es sensible a los componentes de las mezclas asfálticas y a las propiedades volumétricas (contenido de RAP y asfalto, tipo de asfalto, condiciones de envejecimiento y vacíos de aire). Estableció que el coeficiente de variación de la prueba es bajo (COV menor al 20%) comparado contra otras pruebas tradicionales de agrietamiento. Se encontró una buena correlación entre el comportamiento al agrietamiento en campo de la prueba de IDEAL-CT con lo observado en la pista de pruebas acelerada de la Federal Highway Administration, en las secciones de prueba de mezcla tibia en Oklahoma (Long Term Pavement Performance SPS-10) y con diversos pavimentos en servicio en Texas.

En otro estudio realizado en la pista de pruebas del National Center for Asphalt Technology (NCAT), también se obtuvo una buena correlación entre la prueba de Ideal-CT y el agrietamiento en campo.^[4]

Las ventajas de la prueba de Ideal-CT que se han documentado incluyen repetitividad, tiempo de prueba corto, sensibilidad a los parámetros de la mezcla, costo y disponibilidad de equipo.^[2]

El objetivo del presente estudio es determinar la sensibilidad y reproducibilidad de la prueba de Ideal-CT para el diseño y control calidad de mezclas asfálticas en caliente comparando con la prueba de Disk Shape Compact Tensión (DCT). Se evalúan mezclas con materiales pétreos vírgenes, con RAP, y diferentes asfaltos.

Metodología y Materiales

Se evaluó la susceptibilidad al agrietamiento de nueve tipos de mezclas asfálticas utilizando los métodos de prueba:

a) Energía de fractura de acuerdo con “Standard Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate Mixtures Using the Disk-Sha-

ped Compact Tension Geometry” (ASTM D 7313-13) a una temperatura de prueba de -12 °C.

b) IDEAL-CT de acuerdo con “Standard Test Method for Determination of Cracking Tolerance Index of Asphalt Mixture Using the Indirect Tensile Cracking Test at Intermediate Temperature” (ASTM D 8225-19), determinada a temperatura intermedia (25 °C).

Las mezclas evaluadas se dividieron en tres grupos (Tabla 1) de acuerdo con el tipo de material pétreo, uso de RAP y grado desempeño (PG) del material asfáltico utilizado. En esta tabla también se muestra el contenido óptimo de asfalto (Pb) y las temperaturas de mezclado (Tm) y compactación (Tc) utilizadas en cada tipo de mezcla.

Tabla 1. Grupo de mezclas evaluadas

Grupos de mezcla	Id mezcla	Fuente de material pétreo virgen	Grado desempeño del asfalto	Tipo polímero/modificador	% de RAP	% P.b. (opt)	T _m (°C)	T _c (°C)
Grupo 1	1.A	Thome	64-22	Ninguno	0	5.8	155	145
	1.B.	Thome	64-22	Ninguno	0	5.8	155	145
	2.A.	Thome	76-22	SBS	0	5.8	175	165
	2.B.	Thome	76-22	SBS	0	5.8	175	165
Grupo 2	2.C.	Thome	76-22	SBS	0	5.8	175	165
	2.D.	Thome	76-22	Aditivo orgánico	0	5.8	175	165
	2.E.	Thome	76-22	EGA	0	5.8	175	165
Grupo 3	3.A.	El mosco	70-28	SBS+WM	30	5.0	150	135
	3.B.	La Galaxia	70-28	SBS+WM	30	6.0	150	135

Fabricación de los especímenes de prueba

El diseño y elaboración de las mezclas se realizó bajo las especificaciones de protocolo AMAAC “Diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño”. El mezclado del grupo tres que contiene RAP se realizó precalentando el RAP a 110 °C incorporándolo posteriormente con el material pétreo virgen y con el asfalto a las temperaturas de mezclado establecidas en la Tabla 1.

Se fabricaron especímenes cilíndricos de 150 mm de diámetro y 110 mm de altura con el compactador giratorio (100 giros) para calcular los parámetros volumétricos de las mezclas. La gravedad

específica compacta fue calculada con base en el procedimiento de volúmenes y pesos de acuerdo con la norma ASTM D2726/D2726M-14. La gravedad específica teórica máxima fue obtenida mediante el método de prueba D2041/D2041M-11.

Para la evaluación de energía de fractura (DCT) se fabricaron dos especímenes cilíndricos de 150 mm de diámetro y 175 mm de altura con el compactador giratorio a un nivel de vacíos de $7 \pm 1\%$ para cada una de las mezclas. De cada uno de estos especímenes se cortaron dos partes de acuerdo con las características que requiere la prueba para un total de cuatro especímenes evaluados.

Los especímenes para la prueba de IDEAL-CT se fabricaron en el compactador giratorio con un diámetro de 150 mm y 62 mm de altura, con un nivel de vacíos de $7 \pm 1\%$. Para cada una de las mezclas se fabricaron cuatro especímenes.

Procedimientos de prueba

Energía de fractura (DCT)

La prueba de Disk Compact tensión (DCT) fue desarrollada por Wagoner *et al.*^[5] y es un método para determinar la energía de fractura en el concreto asfáltico. La prueba DCT puede ser realizada en núcleos de campo y en muestras compactadas en laboratorio.

Este procedimiento determina la susceptibilidad al agrietamiento de las mezclas asfálticas a bajas temperaturas mediante la determinación del valor de energía de fractura (G_f)

La es la cantidad necesaria de energía que se consume después de que el agrietamiento o la discontinuidad se forman. La energía de fractura es una propiedad mecánica que incluye la formación y acumulación del daño, así como la generación del agrietamiento. El parámetro de G_f es especialmente importante en materiales cuasi-frágiles como el concreto asfáltico, que exhiben una capacidad material significativa incluso después de que se alcanza el umbral de tensión máxima (carga pico). (Baker J. 2012).^[6]

El espécimen es colocado en una cámara de temperatura controlada y acondicionado por un mínimo de 8 h. a la temperatura deseada. El ensaye es desarrollado bajo cargas de tensión sobre una grieta inducida. Sobre la grieta se coloca un medidor de deformación que registra el incremento en la abertura del corte. A esta dimensión se le denomina CMOD (crack mouth opening displacement). La magnitud de la carga aplicada está determinada por la velocidad constante del CMOD de 0.017 mm/s. Previamente la muestra es sometida a una precarga no mayor a 0.2 kN y el ensaye es finalizado cuando el nivel de la carga, después de la carga máxima (carga pico), se ha reducido a 0.1 kN. En este estudio se utilizó una prensa universal servo-hidráulica, de la marca James Cox & Son modelo UTM-100 con una celda de carga de 5 Kips y un sistema de adquisición de datos con una velocidad de 25 Hz.

La energía de fractura es determinada con la Ecuación 1.

$$G_f = \frac{W_f}{B \times L} \quad (1)$$

Donde G_f es la energía de fractura en (J/m^2), AREA es el área bajo la curva carga-CMOD normalizada (ecuación 2), B es el espesor del espécimen en (m) y w-a es la longitud inicial del ligamento en (m).

$$AREA = \sum_{i=1}^n (x_{i+1} - x_1)(y_1) + 0.5 * (x_{i+1} - x_1)(y_{i+1} - y_1) \quad (2)$$

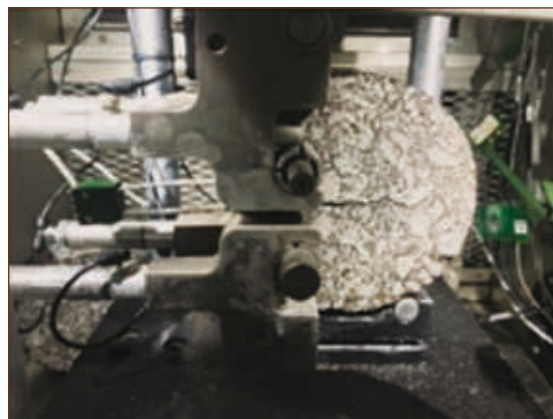


Figura 1. Evaluación de energía de fractura DCT.

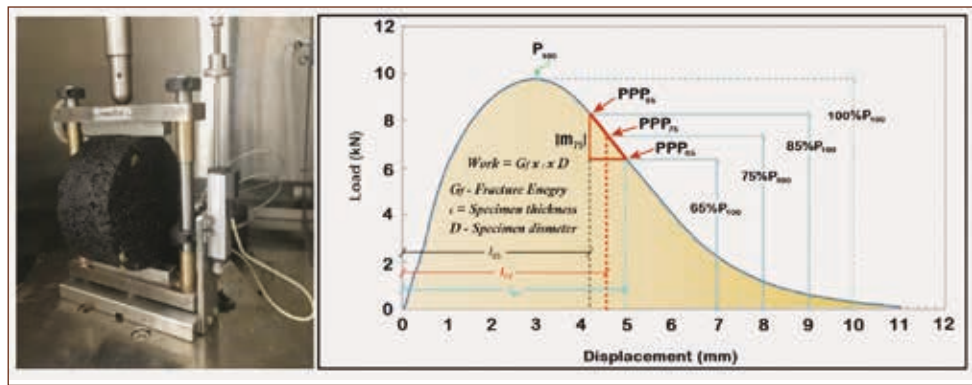


Figura 2. Dispositivo de prueba y Curva esfuerzo- deformación de la prueba IDEAL-CT.^[2]

Donde x es la curva carga-desplazamiento CMOD en (mm), y P es la carga en (KN) y n es el número de puntos donde la carga alcanza 0.1 KN.

IDEAL-CT

El IDEAL-CT es una prueba de agrietamiento desarrollada por el Instituto de transporte de Texas. Su objetivo es determinar el índice de agrietamiento de las mezclas asfálticas a temperaturas intermedias (25 °C). La prueba se puede ejecutar en especímenes fabricados en laboratorio o núcleos de campo.

Los especímenes se acondicionan dentro de una cámara de temperatura controlada por un tiempo de 2 horas \pm 10 minutos a 25 °C y se evalúan a tensión indirecta aplicando carga monotónica a una velocidad de 50 mm/min, hasta la falla completa de la muestra. En este estudio se utilizó una prensa servo hidráulica de la marca IPC y el aditamento Smart-Jig de Instrotek el cual está equipado con una celda de carga, extensómetro y un sistema de adquisición de datos que recopila información a una velocidad de 100 Hz.

El cálculo del valor de CTindex se realiza sobre la gráfica de esfuerzo-deformación obtenida de la prueba, utilizando la Ecuación 3.

$$CT_{index} = \frac{t}{62} * \frac{l_{75}}{D} * \frac{G_f}{|m_{75}|} * 10^6 \quad (3)$$

Donde CTindex es el índice de tolerancia al agrietamiento, m_{75} es el valor absoluto de la pendiente post-pico al 75% de reducción de la carga pico en N/m, l_{75} es la deformación del espécimen hasta el punto donde la carga pico se reduce al 75% en mm. (Figura 2), D y t son el diámetro y espesor del espécimen respectivamente, ambos en mm. El valor de G_f se determina mediante la Ecuación 4.

$$G_f = \frac{W_f}{D * t} * 10^6 \quad (1)$$

Donde G_f es la energía de fractura en J/m^2 , W_f es el trabajo a la falla en Joules.

Análisis y discusión de resultados

Energía de fractura (DCT) e IDEAL-CT de los grupos 1 y 2

Los resultados de los parámetros que se obtuvieron de las pruebas IDEAL-CT y DCT de los grupos 1 y 2 que corresponden a las evaluaciones realizadas en especímenes sin RAP, se muestran en la Tabla 4 y Tabla 5 del anexo 1.

Para la prueba de DCT, los parámetros de prueba reportados son el porcentaje de vacíos de aire (V.a.), espesor (B), longitud del ligamento inicial (W-a), área bajo la curva, carga pico, energía de fractura (Gf) y el coeficiente de variación por grupo.

Para la prueba de IDEAL-CT los parámetros reportados son; V.a., B, carga pico, desplazamiento a la carga pico, pendiente post-pico al 75%, Gf, IndexCT y COV.

En el análisis estadístico realizado en este estudio, de los cuatro resultados obtenidos de cada prueba en cada grupo, se eliminó el resultado que mayor desviación estándar presentó.

Coefficiente de variación

En la prueba de IDEAL-CT, el COV de las mezclas evaluadas del grupo 1 y 2 fue menor al 20%, siendo 17.3% el máximo COV, similar a lo reportado en la literatura.^[2] En la prueba de DCT, los resultados muestran un COV entre 2.45 y 16.65%.

Tiempo de ejecución de las pruebas

Para la preparación de los especímenes de prueba para DCT, se requiere realizar tres cortes, una muesca sobre el eje del diámetro, dos orificios para los

pernos de sujeción y pegar dos pines para el montaje del extensómetro de pinza; por cada espécimen a evaluar. El procedimiento de prueba descrito en ASTM D7313-13 menciona que el tiempo de acondicionamiento a la temperatura de prueba deberá ser mínimo ocho horas y máximo 16 horas, transcurrido este tiempo cada espécimen es colocado en el dispositivo de prueba, se le coloca el extensómetro y se inicia el desplazamiento a la velocidad de prueba indicada.

De acuerdo con la experimentación llevada a cabo para este estudio, el tiempo de preparación, acondicionamiento y ejecución de la prueba de DCT, se puede estimar entre 15 a 23 horas aproximadamente.

Para la prueba de IDEAL-CT, no se requiere ningún corte, muesca u orificio. La prueba se corre a 25 °C, el tiempo de acondicionamiento requerido es de 2 horas \pm 10 minutos y el tiempo de montaje del espécimen y ejecución de la prueba debe completarse en un tiempo menor a cuatro minutos (ASTM D8225-19).

El tiempo total de preparación, acondicionamiento y ejecución de los cuatro especímenes necesarios para la prueba de IDEAL-CT es máximo cuatro horas. Por lo tanto, considerando un tiempo promedio de 19 horas para la prueba de DCT, existe un ahorro de tiempo del 75% aproximadamente para la prueba de IDEAL-CT versus la prueba de DCT.

Análisis de sensibilidad con respecto al asfalto utilizado

La Figura 3 muestra los valores promedio obtenidos por grupo; a) para el IndexCT, b) Gf de IDEAL-CT y c) Gf de DCT.

Tabla 2. Análisis de variación estadístico Tukey al 95% de confianza, por grupo con respecto a Gf (DCT) e IndexCT (IDEAL-CT)

Grupo	IndexCT	Ranking IndexCT	G _f de IDEAL-CT (J/m ²)	Ranking G _f IDEAL-CT	G _f de DCT (J/m ²)	Ranking G _f DCT
1A	102.2	C	6073	D	701.2	B
1B	223.1	A	7480	C	756.1	B
2A	154.5	B	10223.1	A	871.9	A B
2B	105.47	B C	9215	A B	957.8	A
2C	117.93	B C	8736	B C	938.6	A
2D	103.4	C	7542	C	778.6	A B
2E	87.15	C	9175	A B	765.8	A B

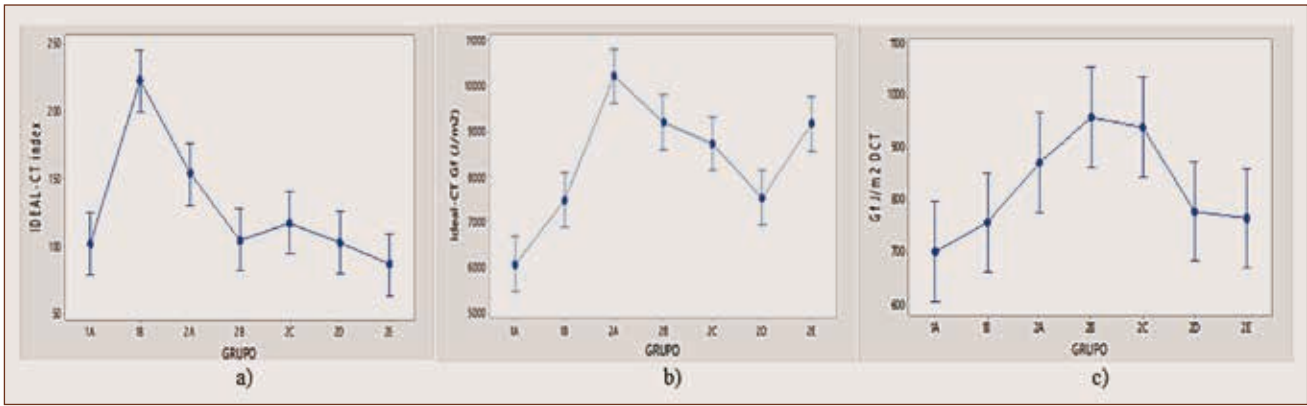


Figura 3. Resultado promedio por grupo; a) IndexCT, b) Gf de IDEAL-CT y c) Gf de DCT.

Utilizando el análisis de varianza estadística Tukey en la prueba de Ideal-CT y DCT. El IndexCT no refleja un mejor desempeño en las mezclas que contienen asfaltos modificados con polímero o aditivo orgánico (grupo 2) versus el grupo de asfaltos no modificados (grupo 1). En contraste, el valor de energía de fractura G_f de DCT muestra valores estadísticamente más altos para los asfaltos modificados del grupo 2B y 2C (Tabla 2). Los valores de G_f de DCT y G_f de IDEAL-CT mostraron una buena sensibilidad para detectar el comportamiento de diferentes asfaltos modificados cuando se mantiene constante la fuente de material pétreo, granulometría y volumetría de los especímenes.

Análisis de las curvas esfuerzo-deformación

En la Figura 4 se muestra la curva de esfuerzo deformación de la prueba de IDEAL-CT, para un es-

pécimen representativo de cada grupo de mezcla evaluado.

El principal mecanismo subyacente que causa los cambios en las curvas de esfuerzo-deformación de una prueba de fractura (Figura 4 y Figura 5) se puede atribuir al tamaño de la zona del proceso de fractura. El tamaño de la zona del proceso de fractura en la que tiene lugar la microfisuración o formación de huecos es una característica del material determinada por la heterogeneidad en la microestructura (tamaño máximo del agregado, distribución de agregados, volumen y propiedades de la matriz asfáltica). En general, el tamaño de esta zona está correlacionado con la fragilidad del material y rigiere fuertemente el comportamiento de la fractura. A medida que esta zona crece, la curva de esfuerzo-deformación se vuelve más robusta reflejando un aumento en la energía de fractura.^[7]

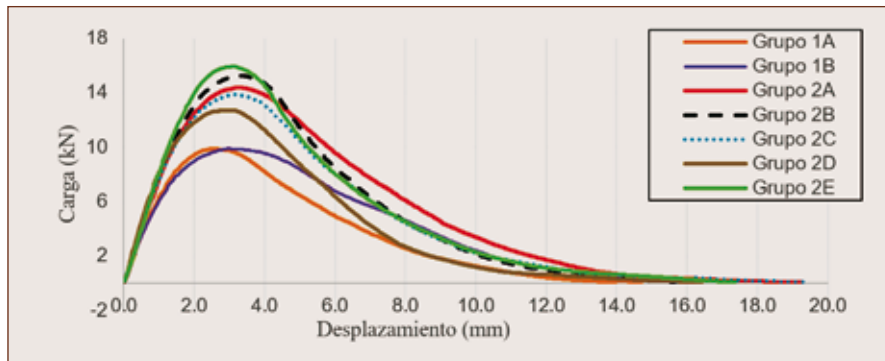


Figura 4. Curva esfuerzo-deformación para la prueba de IDEAL-CT.

La carga pico, pendiente post-pico y desplazamiento crítico, son parámetros de las curvas esfuerzo deformación que determinan el índice de agrietamiento de una mezcla asfáltica. En la Figura 4 se puede observar que el grupo 2 (asfaltos modificados) presentaron una mayor rigidez (carga pico) sobre los asfaltos del grupo 1 (no modificados). Las mezclas de los grupos 1A, 2D y 2E son las que presentan el menor desplazamiento a la carga pico y a su vez son las que presentan el menor valor de IndexCT (Tabla 5 del anexo 1). En contraste, las curvas de esfuerzo-deformación que presentan la pendiente post-pico más cercana a la horizontal (comportamiento dúctil) son las de los grupos 1B y 2A, mezclas con el valor más alto para el indexCT.

En las curvas de esfuerzo deformación para la prueba de DCT (Figura 5) no se aprecia una diferenciación del parámetro de carga pico entre el grupo de asfaltos modificados y no modificados, sin embargo, se puede observar diferencias notables en las curvas para la sección post-pico. Una sección esbelta post-pico corresponde a un comportamiento de fractura frágil y una sección robusta corresponde a un comportamiento de fractura dúctil. Los grupos 2B y 2C corresponden a las curvas más robustas, por ende, son los grupos con mayor área bajo la curva o en términos de agrietamiento, son las mezclas con menor susceptibilidad a agrietarse.

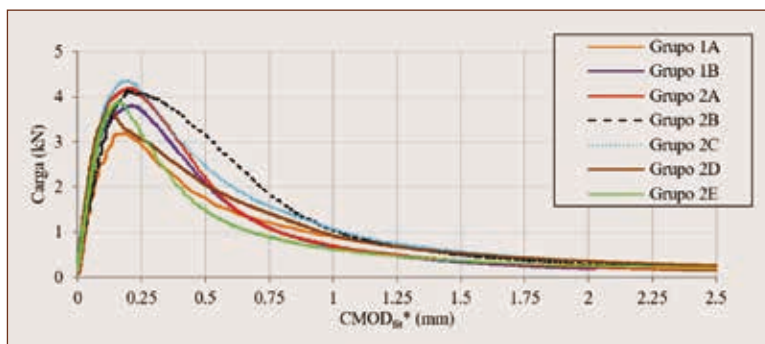


Figura 5. Curva esfuerzo-deformación para la prueba de DCT.

Comparativo de G_f de IDEAL-CT vs G_f de DCT e IndexCT vs G_f de DCT

Los valores de G_f para la prueba de DCT e IDEAL-CT se sitúan en rangos diferentes debido a diferencias en; la longitud de fractura, la velocidad de aplicación de carga y la temperatura de prueba (Figura 6 a).

En la Figura 6a, se puede observar que el valor promedio de G_f de DCT para todos los grupos ex-

cepto el grupo 1A fue superior al valor de 650 J/m^2 establecido en algunas especificaciones particulares en México. De esta imagen podemos establecer que un valor mínimo de 7000 J/m^2 para G_f de IDEAL-CT resulta en mezclas asfálticas aceptables, descartando únicamente el grupo 1A que corresponde al que obtuvo el valor más bajo en la prueba de DCT.

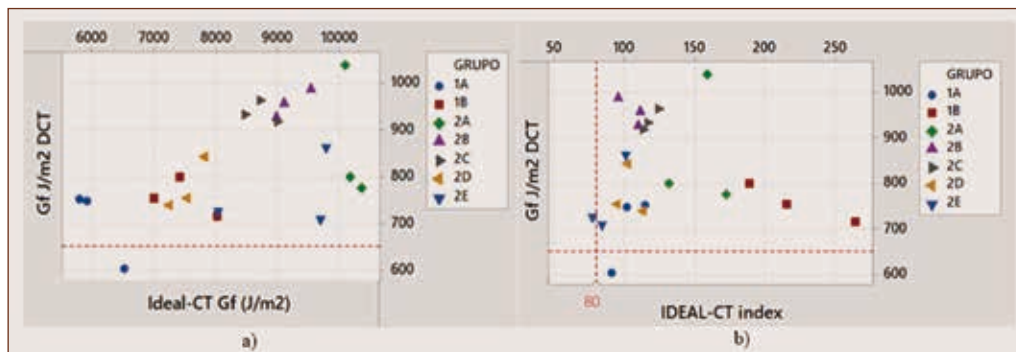


Figura 6. a) Diagrama de G_f (IDEAL-CT) vs G_f (DCT), b) Diagrama de indexCT vs G_f (DCT) por grupo.

La Figura 6b muestra los valores de G_f de DCT vs IndexCT de IDEAL-CT. En la gráfica se establecieron los valores de referencia para estos parámetros de agrietamiento. Para $DCT = 650 \text{ J/m}^2$ como ya se mencionó anteriormente y para $\text{IndexCT} = 80$ de acuerdo con el departamento de transporte (DOT por sus siglas en inglés) de Oklahoma.^[8]

En la Figura 6b, se puede observar que ambas pruebas identificaron la mezcla del grupo 1A como la mezcla más deficiente. El resto de los grupos se sitúan en la zona de aceptación definida por los criterios de referencia de ambas pruebas.

Correlación entre la prueba de IDEAL-CT y DCT

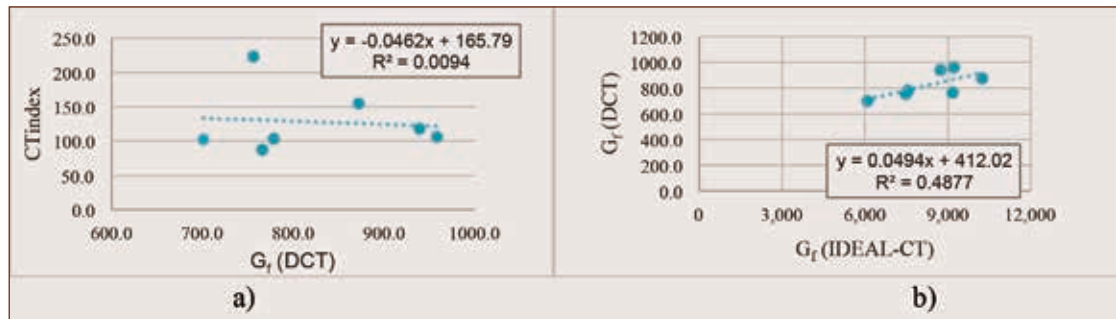


Figura 7. a) Correlación IndexCT vs G_f de DCT; b) Correlación G_f de DCT vs G_f de IDEAL-CT.

La Figura 7a muestra que no se encontró correlación entre los resultados de IndexCT y G_f de DCT, al obtenerse una $R^2 = 0.0094$. La forma en que se induce el esfuerzo, la temperatura y la sección de fractura en los especímenes de cada una de las pruebas son las causas principales para que no exista correlación entre los dos parámetros de agrietamiento. La Figura 7b muestra que para los parámetros de G_f de ambas pruebas, la correlación también es baja $R^2 = 0.487$.

Energía de fractura (DCT) e IDEAL-CT del grupo 3

Coefficiente de variación

En la Tabla 6 del anexo 1 podemos observar que para la prueba de DCT los resultados, tanto de campo como de laboratorio fueron muy consistentes en repetibilidad para los dos diseños evaluados. Se obtuvo un COV máximo de 10.45 para los especímenes de laboratorio y un COV máximo de 12.06 para los especímenes de campo.

Para la prueba de IDEAL-CT podemos observar que el COV para el IndexCT en dos de las tres muestras de núcleos de campo del grupo 3A son mayores al 20% reportado en la literatura, obteniéndose un valor de $\text{COV} = 33.78\%$ para las muestras del km 102+820 y un $\text{COV} = 27.10\%$ para las muestras del km 102+450. Mientras que, las mezclas tomadas de campo y compactadas en laboratorio (MOCL) de este grupo 3A mostraron un COV de 7.36%.

En el grupo 3B las mezclas de campo y laboratorio obtuvieron un COV menor al 9%. (Tabla 7 del anexo 1). Se requiere un mayor universo de evaluaciones de núcleos de campo para establecer un COV en el parámetro de IndexCT.

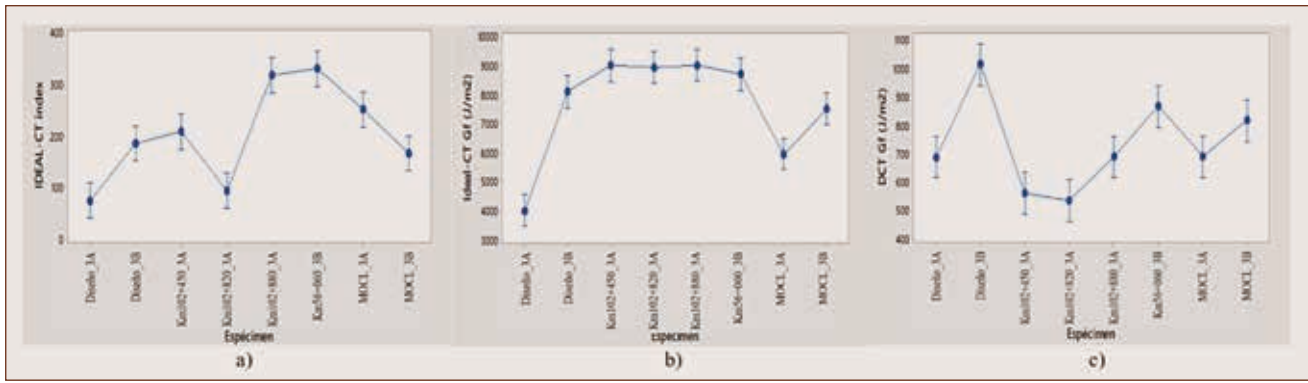


Figura 8. Resultados promedio por grupo; a) IndexCT, b) G_f de IDEAL-CT y c) G_f de DCT.

Análisis de sensibilidad entre muestras de campo y laboratorio en las pruebas IDEAL-CT y DCT

Se realizó un análisis estadístico de varianza estadística Tukey al 95% de confianza con los resultados de IndexCT, G_f de IDEAL-CT y G_f de DCT que se muestran en la Tabla 6 y Tabla 7, para identificar las diferencias entre las mezclas del grupo 3A y 3B, además de las diferencias entre muestras de campo y muestras de laboratorio. (Tabla 3).

En general se observaron valores más altos para las mezclas del grupo 3B que en las mezclas del grupo 3A. Para el parámetro de IndexCT y G_f de la prueba de IDEAL-CT se obtuvieron resultados estadísticamente más altos para las muestras de campo, tanto en el grupo 3A como en el grupo 3B. Para G_f de DCT los valores de mayor magnitud, se obtuvieron en las muestras fabricadas en laboratorio. (Figura 8).

Tabla 3. Análisis de variación estadístico Tukey, por grupo con respecto a G_f (DCT) e IndexCT (IDEAL-CT)

Grupo	IndexCT	Ranking indexCT	G_f de IDEAL-CT (J/m ²)	Ranking G_f (IDEAL-CT)	G_f de DCT (J/m ²)	Ranking G_f (DCT)
Diseño_3A	75.2	F	4008	H	687.6	C D
Diseño_3B	186.7	CD	8104	E	1014.3	A
Km102+450_3A	210.4	CD	8993	B	560.1	D
Km102+820_3A	93.8	E F	8938	C	534.3	D
Km102+880_3A	319.5	A B	9019	A	689.0	C D
Km56+060_3B	332.1	A	8696	D	867.7	A B
MOCL_3A	252.4	B C	5958	G	689.6	C D
MOCL_3B	166.4	D E	7525	F	818.0	B C

Comparativo de IDEAL-CT vs DCT

La Figura 9 muestra los resultados de IndexCT versus G_f de DCT. Se puede observar que el parámetro G_f es más riguroso que el parámetro IndexCT, ya que para la prueba de IDEAL-CT todos los grupos a excepción del 3A, cumplen con el parámetro de IndexCT mayor a 80 del DOT de Oklahoma^[8] pero no todos cumplen con el parámetro de G_f mayor a 650 J/m².

Conclusiones

- Todas las mezclas elaboradas en el laboratorio y muestras tomadas de campo y compactadas en laboratorio de este estudio mostraron una buena repetibilidad al obtenerse un COV menor al 20% en las pruebas de IDEAL-CT y DCT.
- El IndexCT presentó menor sensibilidad que el parámetro G_f de DCT para identificar las diferencias entre los asfaltos modificados y no modificados.
- En ambas pruebas (IDEAL-CT y DCT) las cargas pico mas altas (mayor rigidez) las presentaron las muestras de asfaltos modificados con polímero. Sin embargo, las muestras del grupo 2B (con asfalto modificado) obtuvieron las curvas esfuerzo-deformación mas robustas y con pendiente más cercanas a la horizontal (comportamiento dúctil).
- No se encontró correlación entre los parámetros IndexCT y G_f de DCT en las muestras evaluadas en este estudio. Esto se puede atribuir a que las pruebas difieren en geometría de los especímenes, sección de la fractura, tipo de esfuerzo aplicado y principalmente la temperatura de prueba.
- La prueba de IDEAL-CT mostró valores de IndexCT mayores para las evaluaciones de núcleos de campo comparados con los especímenes

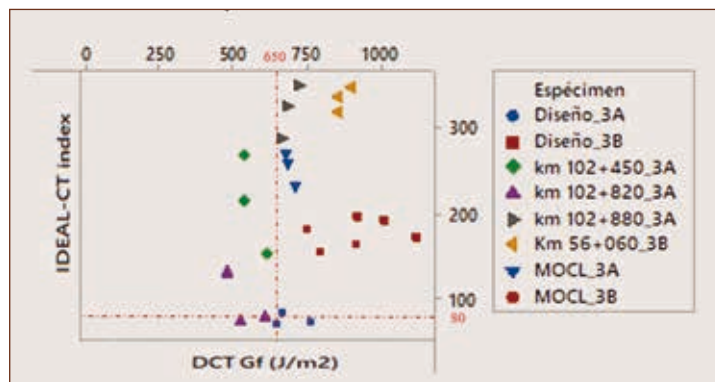


Figura 9. Diagrama de IndexCT vs G_f (DCT) grupo 3.

- compactados en laboratorio. Lo contrario sucedió para G_f de DCT donde los valores más bajos fueron para las muestras de campo.
- La prueba de IDEAL-CT muestra una clara ventaja para su implementación en campo sobre la prueba de DCT, al ser una prueba que no requiere cortes, pegado de pines o sensores especiales en los especímenes de prueba y además brinda un ahorro aproximado del 75% de tiempo en la ejecución de la prueba en comparación con DCT.
- La prueba de IDEAL-CT mostró su factibilidad de implementación en control de calidad en campo.

Trabajos futuros

Los investigadores monitorearán el comportamiento mecánico en campo de las muestras evaluadas del grupo 3 para validar su desempeño.

Para obtener un valor de referencia en el parámetro de IndexCT que correlacione el desempeño de las mezclas en campo, se continuaran evaluando diferentes proyectos de mezcla asfáltica en tramos carreteros del país.



Anexo 1

Tabla 4. Resultados de DCT de los grupos 1 y 2

Grupo	N°	Va	Espesor (B)	W-a	Área bajo la curva	Carga Pico	G _f	G _f Promedio	G _f COV
		(%)	mm	mm	mm-kN	kN	J/m ²	J/m ²	%
1A	1	5.91	51.62	83.07	3.205	3.21	747.4		
	2	5.87	50.33	82.99	2.522	3.27	603.7	701.2	12.05
	3	6.31	48.71	83.73	3.070	3.32	752.6		
1B	1	5.56	50.19	83.91	3.011	3.83	715.0		
	2	5.75	52.62	83.69	3.518	4.11	799.0	756.1	5.56
	3	5.12	48.44	83.55	3.054	3.40	754.5		
2A	1	5.40	53.17	83.85	3.565	4.86	799.6		
	2	5.63	52.4	83.69	3.407	4.21	777.0	871.9	16.65
	3	5.16	53.25	83.31	4.609	4.23	1039.0		
2B	1	5.24	53.48	83.56	4.146	4.34	927.8		
	2	5.40	50.23	83.32	4.134	4.08	987.9	957.8	3.13
	3	5.63	51.8	83.02	4.119	4.16	957.7		
2C	1	5.08	51.98	83.86	4.065	4.52	932.5		
	2	5.32	50.31	83.52	3.863	4.36	919.3	938.6	2.45
	3	5.32	52.40	83.62	4.224	4.13	963.9		
2D	1	5.08	53.58	83.21	3.756	3.38	842.5		
	2	5.36	54.15	82.9	3.386	3.66	754.2	778.6	7.17
	3	5.91	47.91	83.54	2.959	3.62	739.2		
2E	1	9.09	52.42	84.2	3.205	3.72	726.2		
	2	7.10	50.42	83.5	2.986	3.90	709.2	765.9	10.96
	3	21.31	49	83.9	3.545	3.61	862.4		

Tabla 5. Resultados de IDEAL-CT de los grupos 1 y 2

GRUPO	N°	V.a	Espesor (B)	Carga Pico	Desplazamiento pico	Pendiente post-pico 75%	G _f	IndexCT	IndexCT Promedio	IDEAL-CT COV
		%	mm	kN	mm	N/mm	J/m ²	-	-	%
1A	1	7.14	63.68	9.89	2.59	-1769.5	5,910	101.7		
	2	7.06	63.77	10.09	2.65	-2180.6	6,522	90.5	102.2	11.7
	3	7.18	63.68	8.84	3.10	-1687.0	5,786	114.4		
1B	1	7.70	63.83	9.44	3.76	-1326.1	8,018	264.9		
	2	7.66	64.01	9.91	3.02	-1518.4	7,423	188.8	223.1	17.3
	3	7.26	63.75	9.22	3.04	-1251.9	6,998	215.7		
2A	1	7.26	63.81	16.40	3.03	-2660.8	10,188	131.9		
	2	7.18	63.74	14.37	3.26	-2255.5	10,373	172.8	154.5	13.5
	3	6.94	63.68	14.90	3.24	-2296.5	10,108	158.8		
2B	1	6.63	63.69	14.40	2.98	-2701.3	8,981	109.7		
	2	5.79	63.68	15.22	3.34	-3452.3	9,547	95.5	105.5	8.2
	3	6.71	63.65	14.41	3.30	-2877.1	9,117	111.2		
2C	1	7.50	63.84	13.87	3.16	-2625.3	8,469	116.5		
	2	7.34	63.72	13.86	3.12	-2740.2	9,011	113.3	117.9	4.7
	3	7.14	63.74	14.04	3.23	-2521.0	8,729	124.0		
2D	1	7.06	63.94	12.46	2.79	-2461.5	7,822	102.2		
	2	7.22	63.77	12.70	2.93	-2557.5	7,548	95.0	103.4	8.8
	3	7.26	63.85	11.56	2.78	-2112.8	7,256	113.1		
2E	1	7.10	63.81	14.30	2.76	-3251.1	8,034	76.8		
	2	7.14	63.73	15.53	3.42	-3557.5	9,704	83.9	87.2	14.2
	3	7.42	63.84	15.92	3.12	-3724.2	9,788	100.8		

Tabla 6. Resultados de DCT del grupo 3

Grupo	ID Espécimen	Va	Espesor (B)	W-a	Área bajo la curva	Carga Pico	G _f	G _f Promedio	G _f COV
		(%)	mm	mm	mm-kN	kN	J/m ²	J/m ²	%
3A	Diseño_1	5.63	51.09	84.10	2.835	3.88	659.9		
	Diseño_2	5.15	49.30	83.88	2.666	3.78	644.6	687.6	8.97
	Diseño_3	5.39	48.67	83.19	3.070	3.53	758.3		
3A	MOCL_1	6.28	50.77	84.20	2.900	3.43	678.5		
	MOCL_2	6.48	50.13	83.89	2.874	3.67	683.3	689.6	2.22
	MOCL_3	8.00	51.19	83.64	3.027	3.36	707.1		
3A	km 102+880_1	2.04	51.10	75.95	2.802	3.67	722.0		
	km 102+880_2	2.28	51.48	75.97	2.671	3.93	683.0	689.0	4.43
	km 102+880_3	2.00	50.83	75.36	2.535	3.68	661.9		
3A	km 102+820_1	3.40	51.22	76.25	2.355	3.37	603.0		
	km 102+820_2	3.64	52.83	75.29	1.890	3.48	475.3	534.3	12.06
	km 102+820_3	2.92	51.90	75.61	2.059	3.05	524.6		
3A	km 102+450_1	8.64	52.74	76.76	2.166	2.62	535.1		
	km 102+450_2	8.64	51.88	76.86	2.438	3.02	611.4	560.1	7.94
	km 102+450_3	8.56	51.91	76.76	2.127	2.75	533.8		
3B	Diseño_1	5.01	51.14	83.42	3.918	4.00	918.3		
	Diseño_2	5.35	48.10	82.82	4.011	3.92	1006.8	1,014.3	9.86
	Diseño_3	5.22	53.39	82.22	4.907	3.99	1117.9		
3B	MOCL_1	7.19	52.43	83.43	3.274	3.07	748.5		
	MOCL_2	6.59	50.89	83.80	3.377	3.61	791.9	818.0	10.45
	MOCL_3	6.12	49.91	83.54	3.808	3.17	913.4		
3B	Km 56+060_1	4.70	50.07	75.82	3.233	3.22	851.6		
	Km 56+060_2	5.73	52.12	76.07	3.383	2.78	853.4	867.7	3.04
	Km 56+060_3	5.90	49.30	77.05	3.411	3.05	898.1		

Tabla 7. Resultados de IDEAL-CT del grupo 3

GRUPO	Especimen	V.a	Espesor (B)	Carga Pico	Desplazamiento pico	Pen-diente post-pico 75%	G _f	G _f COV	IndexCT	IndexCT Promedio	IDEAL-CT COV
		%	mm	kN	mm	N/mm	J/m ²	%	-	-	%
3A	Diseño_1	7.4	63.76	7.63	2.58	-1462.9	4111.8		82.9		
	Diseño_2	6.8	64.15	7.55	2.54	-1656.1	3962.5	2.24	69.6	75.2	9.18
	Diseño_3	6.4	63.84	7.51	2.24	-1453.5	3950.6		73.0		
3A	MOCL_1	7.3	63.53	6.81	3.36	-858.7	5564.0		268.0		
	MOCL_2	7.1	63.49	7.14	3.52	-923.5	5745.8	8.95	257.3	252.4	7.36
	MOCL_3	6.0	62.51	8.25	2.95	-1072.6	6564.8		231.8		
3A	km 102+880_1	3.4	61.68	10.73	5.42	-1456.1	9040.9		348.8		
	km 102+880_2	2.7	61.00	9.82	4.39	-1393.3	9197.7	2.12	323.8	319.5	9.88
	km 102+880_3	2.2	57.59	9.48	3.94	-1347.8	8817.9		286.1		
3A	km 102+820_1	2.6	61.84	14.08	3.54	-3930.9	8746.3		77.5		
	km 102+820_2	3.3	61.17	13.90	3.16	-2487.7	9241.9	2.98	130.4	93.8	33.78
	km 102+820_3	3.4	58.28	14.08	3.07	-3664.7	8825.6		73.6		
3A	km 102+450_1	8.8	61.06	10.67	3.84	-1861.2	8711.6		213.5		
	km 102+450_2	8.7	61.23	11.51	3.47	-2234.3	8442.6	8.16	151.9	210.4	27.10
	km 102+450_3	8.4	60.93	11.36	4.45	-1808.9	9825.9		265.8		
3B	Diseño_1	6.8	64.15	11.68	3.45	-1743.5	8444.3		195.7		
	Diseño_2	6.5	63.63	10.47	2.94	-1554.9	8098.4	4.17	191.4	186.6	6.49
	Diseño_3	6.5	64.25	10.81	2.85	-1571.5	7768.3		172.9		
3B	MOCL_1	8.5	63.71	10.52	3.97	-1870.7	7739.6		181.2		
	MOCL_2	8.3	63.64	11.01	3.78	-2107.2	7987.5	7.96	155.0	166.4	8.06
	MOCL_3	8.3	63.91	10.20	3.65	-1708.0	6848.5		163.2		
3B	Km 56+060_1	5.5	60.05	9.21	4.15	-1224.3	8289.5		317.5		
	Km 56+060_2	5.6	60.71	9.37	4.25	-1239.1	8602.5	5.29	334.0	332.1	4.12
	Km 56+060_3	5.6	58.51	9.21	4.11	-1242.8	9195.1		344.7		

¿Quieres profundizar?

- ^[1] Fujie Z, D. N. (2016). Experimental Design for Field Validation of Laboratory Test to Assess Cracking Resistance of Asphalt Mixture. National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 9-57.
- ^[2] Fujie Zhou, S. I. (2019). Development of an Ideal Cracking Test for Asphalt Mix Design and QC/QA, NCHRP Idea Project 159. Transportation Research Board.
- ^[3] Liya Jiao, J. T. (2021). Developing a Surrogate Performance-Related Test for Fatigue Cracking of Asphalt Pavement. Transportation Board Annual Meeting.
- ^[4] Taylor, A. (March 28-29, 2019). Cracking Group Experiment-Laboratory Results. 2018 NCAT Test Track Conference. Auburn, AI.
- ^[5] Wagoner, M. B. (2005). Disk-Chaped Compact Tension Test for Asphalt Concrete Fracture. Experimental Mechanics, 270-277.
- ^[6] Baker, J. (2012). Cracking Performance of Asphalt Mixtures Containing Taconite Tailings using traditional and Multiple Freeze-Thaw Moisture Conditioning Methods. University of Minnesota.
- ^[7] Hasan Ozer, I. L. (2016). Development of the fracture-based flexibility index for asphalt concrete cracking potential using modified semi-circle bending test parameters. Construction and Building Materials 115, 390-401.
- ^[8] NCAT, A. U. (2020). National Center for Asphalt Technology. Retrieved from eng.auburn.edu: <https://www.eng.auburn.edu/research/centers/ncat/newsroom/2020-spring/2020springspecs.html>.



Asociación Mexicana
del Asfalto, A.C.

*Gracias por acompañarnos,
¡nos vemos pronto!*



GRUPO SÚRFAX®

SOLUCIONES PARA PAVIMENTOS

SÚRFAX PRODUCTOS PARA ASFALTO LASFALTO viáker viatest



MÉXICO +52 33 3684 7304

PANAMÁ +507 392 4016

COLOMBIA +57 031 478 7311

Impulsando la sostenibilidad en pavimentos



Las carreteras sostenibles y su importancia en el futuro de la industria de construcción de carreteras

Ricardo Buzo, ricardo.buzo@surfax.com.mx
Ignacio Cremades, ignacio.cremades@surfax.com.mx
SURFAX, S.A. de C.V., Zapopan, México

El cambio climático global es una realidad

Según el último informe del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC), publicado el 9 de agosto de 2021, los científicos están observando cambios en el clima de la Tierra en todas las regiones y en el sistema climático en su conjunto. Muchos de los cambios observados en el clima no tienen precedentes en miles, sino en cientos de miles de años, y algunos de los cambios que ya se están produciendo, sobre todo, los cambios relacionados con los ecosistemas marinos, el nivel del mar, la acidificación y desoxigenación de la superficie de los mares, así como la pérdida de hielo a nivel global, no se podrán revertir hasta dentro de varios siglos o milenios.

Sin embargo, una reducción sustancial y sostenida de las emisiones de dióxido de carbono (CO₂) y de otros gases de efecto invernadero (GHG) permitiría limitar el cambio climático. Aunque las mejoras en la calidad del aire serían rápidas, podrían pasar entre 20 y 30 años hasta que las temperaturas mundiales se estabilicen.

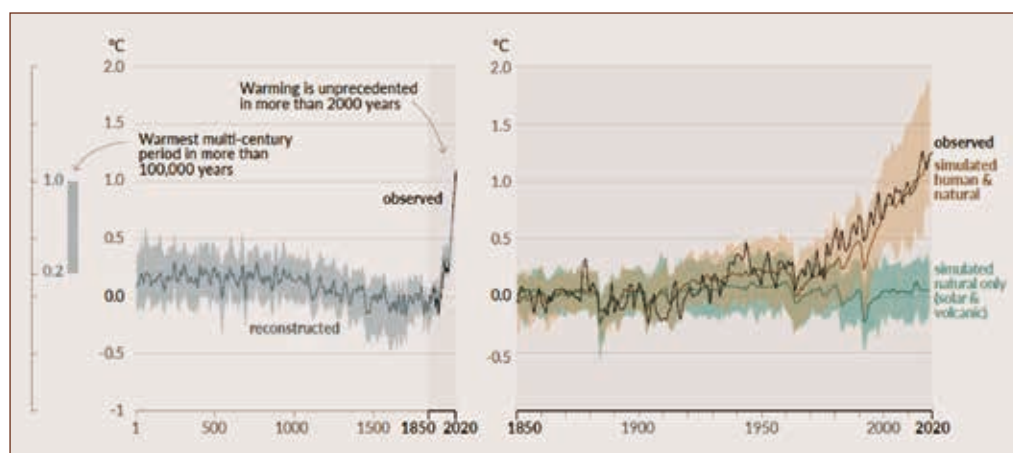


Figura 1. Incremento en la temperatura global.^[3]

Es innegable que los cambios climáticos que se observan en la actualidad son consecuencia directa de la actividad humana. La Figura 1 muestra en la parte izquierda, los incrementos de la temperatura global reconstruida para los últimos 2000 años y observada del periodo de 1850 al 2020. El lado derecho de

la Figura 1 muestra los cambios en la temperatura global como se ha observado y la simulación usando escenarios considerando factores humanos y naturales y exclusivamente naturales (ambos para el periodo del 1850 a 2020).^[3] Esta imagen no deja lugar a dudas, el mundo se está calentando, y este calentamiento tiene su origen en la actividad humana.

A lo largo del este artículo, haremos referencia al Informe del Grupo I del Grupo Intergubernamental de Expertos en Cambio Climático (IPCC), este es el órgano de las Naciones Unidas encargado de evaluar los conocimientos científicos relativos al cambio climático. Fue establecido en 1988 por el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA) y la Organización Meteorológica Mundial (OMM) a fin de que facilitase a los dirigentes políticos evaluaciones científicas periódicas del cambio climático, sus implicaciones y riesgos, y propusiese estrategias de adaptación y mitigación. El grupo de Trabajo I del IPCC, se encarga de las bases físicas del cambio climático y emitió su último informe el 9 de agosto de 2021. Este informe formará parte integral del Sexto Informe de Evaluación (IE6) del IPCC a publicarse en el 2022.

El reporte del IPCC responde a cinco escenarios ilustrativos, que cubren el rango posible de desarrollo de los impulsores del cambio climático en

el futuro asociados a actividades humanas. Para los efectos de estos escenarios se consideran como gases de efecto invernadero (GHG por sus siglas en inglés) al CO₂, CH₄, N₂O y SO₂. Los escenarios ilustrativos empiezan en el 2015, e incluyen dos escenarios con emisiones altas y muy altas de gases de efecto invernadero y emisiones de CO₂ que en general doblan las emisiones actuales para los años 2050 y 2100, estos escenarios corresponden a los escenarios SSP3-7.0 y SSP5-8.5. Un escenario con emisiones intermedias de gases de efecto invernadero y emisiones de CO₂ que se mantiene alrededor de los niveles actuales hasta la mitad del siglo (SSP2-4.5), y dos escenarios con baja y muy baja emisión de gases de efecto invernadero y emisiones de CO₂ disminuyendo a cero, alrededor o después de 2050, seguida de emisiones negativas de CO₂ (SSP1-1.9 y SSP1-2.6). Los incrementos de temperatura estimados a nivel global con base a estos escenarios se muestran en la Tabla 1. Como se observa en la tabla, en todos los escenarios, se considera que alcanzaremos los 1.5 °C de incremento promedio de temperatura con respecto a la era preindustrial para la década de 2030 a 2040. Cabe recordar que 1.5 °C de incremento en la temperatura promedio global es el objetivo planteado por el Acuerdo de Paris para finales del siglo XXI.

Tabla 1. Temperaturas globales estimadas acorde a los escenarios propuestos por el IPCC^[3]

Escenario	Corto plazo 2021-2040		Mediano plazo, 2041-2060		Largo plazo, 2081-2100	
	Estimado (°C)	Rango probable (°C)	Estimado (°C)	Rango probable (°C)	Estimado (°C)	Rango probable (°C)
SSP1-1.9	1.5	1.2 a 1.7	1.6	1.2 a 2.0	1.4	1.0 a 1.8
SSP1-2.6	1.5	1.2 a 1.8	1.7	1.3 a 2.2	1.8	1.3 a 2.4
SSP2-4.5	1.5	1.2 a 1.8	2.0	1.6 a 2.5	2.7	2.1 a 3.5
SSP3-7.0	1.5	1.2 a 1.8	2.1	1.7 a 2.6	3.6	2.8 a 4.6
SSP5-8.5	1.6	1.3 a 1.9	2.4	1.9 a 3.0	4.4	3.3 a 5.7

Es evidente que ante escenarios con mayor acumulación de emisiones de GHG, la temperatura estimada en el corto, mediano y largo plazo será mayor. Esto obedece a que la generación de estos gases rebasa la capacidad biofísica del planeta para absorberlos, permaneciendo en la atmósfera e incrementando el efecto invernadero. En la Figura 2, se muestra que para los escenarios con mayor acumulación de emi-

siones de CO₂, la cantidad de CO₂ que puede ser absorbida por la tierra y el océano es mayor, pero la mayoría del CO₂ emitido permanece en la atmósfera, lo que significa que la proporción de emisiones de CO₂ absorbidas por el océano y la tierra será menor en escenarios con mayores emisiones de CO₂. Este CO₂ que permanece en la atmósfera potencia el incremento de la temperatura global. A menos que las

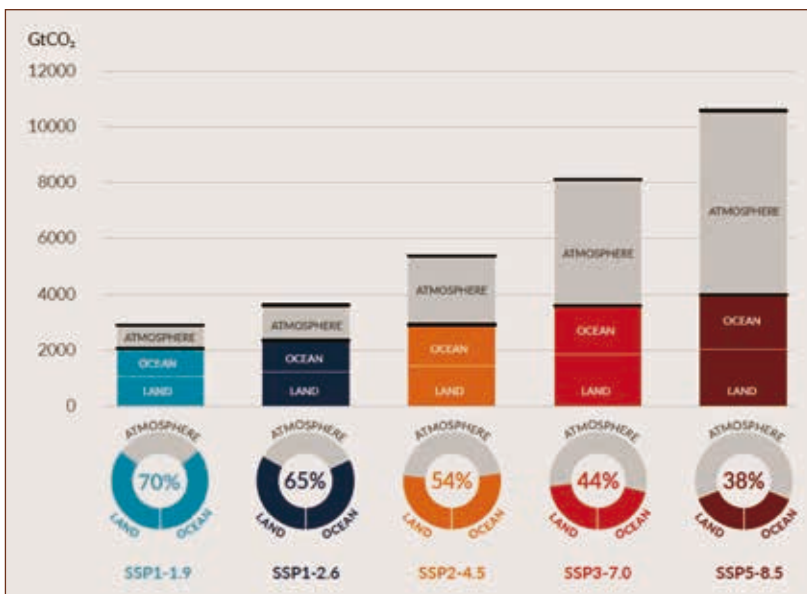


Figura 2. Capacidad de absorción de CO₂ en la tierra y los océanos en cinco escenarios de emisiones de CO₂.^[3]

emisiones de gases de efecto invernadero se reduzcan de manera inmediata, rápida y a gran escala, limitar el calentamiento a cerca de 1.5 °C o incluso a 2 °C será un objetivo inalcanzable.

Cambios esperados en el clima global

Si bien muchas de las características del cambio climático dependen directamente del nivel de calentamiento global, a menudo lo que experimentan las personas es muy distinto de ese promedio mundial. Por ejemplo, el calentamiento en la superficie terrestre es superior al promedio mundial y, particularmente en el Ártico, el calentamiento es más del doble.

Las proyecciones del informe del IPCC indican que en las próximas décadas los cambios climáticos aumentarán en todas las regiones. Con un calentamiento global de 1.5 °C se producirá un aumento en las olas de calor, se alargarán las estaciones cálidas y se acortarán las estaciones frías; mientras que con el calentamiento global de 2 °C los episodios de calor extremo alcanzarían con mayor frecuencia umbrales de tolerancia críticos para la agricultura y la salud.

Sin embargo, no es cuestión únicamente de la temperatura. Como consecuencia del cambio climático, las diferentes regiones experimentan distintos cambios, que se intensificarán si aumenta el calentamiento; en particular, cambios en la humedad y la sequedad, los vientos, la nieve y el hielo, las zonas costeras y los océanos. Por ejemplo:

- El cambio climático está modificando el ciclo hidrológico. Esto conlleva una mayor intensidad en las precipitaciones y las inundaciones asociadas, así como unas sequías más intensas en muchas regiones.
- El cambio climático está afectando los patrones de precipitación. En las latitudes altas, es probable que aumenten las precipitaciones, mientras que se

prevé que disminuyan en gran parte de las regiones subtropicales. Se esperan cambios en las precipitaciones monzónicas, que variarán según la región.

- Las zonas costeras experimentarán un aumento continuo de nivel del mar a lo largo del siglo XXI, lo que contribuirá a la erosión costera y a que las inundaciones costeras sean más frecuentes y graves en las zonas bajas. Los fenómenos relacionados con el nivel del mar extremo que antiguamente se producían una vez cada 100 años podrían registrarse con una frecuencia anual a finales de este siglo.
- Un mayor calentamiento amplificará el deshielo del permafrost, así como la pérdida de la capa de hielo estacional, el derretimiento de los glaciares y los mantos de hielo, y la pérdida del hielo marino del Ártico en el verano.
- Los cambios en el océano, como el calentamiento y la acidificación del océano, el aumento de la frecuencia de las olas de calor marinas, y la reducción de los niveles de oxígeno, están claramente relacionados con la influencia humana. Estos cambios afectan tanto a los ecosistemas de los océanos como a las personas que dependen de ellos, y continuarán produciéndose al menos durante el resto del siglo.
- En el caso de las ciudades, algunos aspectos del cambio climático pueden verse amplificados, en particular el calor (ya que las zonas urbanas suelen ser más cálidas que sus alrededores) y las inundaciones debidas a episodios de precipitaciones intensas y al aumento del nivel del mar en las ciudades costeras.

El cambio climático y su repercusión en la región Norte América, Centro América y el Caribe

Si bien, las repercusiones del cambio climático a nivel global son de suma importancia, toma mayor importancia para la industria de construcción de pavimentos la repercusión a nivel local. El Sexto Informe de Evaluación del Grupo I del IPCC ofrece por primera vez un análisis detallado del cambio climático a nivel regional, prestando especial atención a la información útil que puede servir de base para la evaluación de riesgos, la adaptación y la adopción

de otras decisiones, así como un nuevo marco que ayuda a traducir los cambios físicos del clima (calor, frío, lluvias, sequías, nieve, viento, inundaciones costeras etc.) en lo que representan para la sociedad y los ecosistemas.

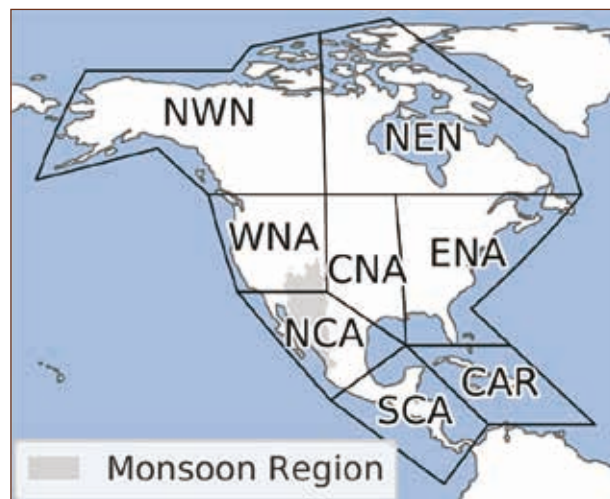


Figura 3. Segmentación por Subregiones de la Región Norte y Centro América.

México, se encuentra en la región Norte y Centro América, Figura 3, específicamente en las subregiones Norte de Centro América (NCA) y Sur de Centro América (SCA). El informe del IPCC proyecta cambios para toda la región de Norte y Centro América (y el Caribe), algunos comunes y otros que mostrarán patrones distintivos que llevará a una combinación única de retos de adaptación y manejo de riesgos. Estos cambios climáticos en Norte y Centro América serán más prominentes con el incremento de la emisión de gases de efecto invernadero y mayores niveles de calentamiento global.

- Para toda la región de Norte y Centro América, el cambio en la temperatura, tanto promedio como extremo, es y será mayor que el promedio global y es atribuido a la influencia humana. Bajo todos los futuros escenarios y niveles de calentamiento global, las temperaturas y temperaturas extremas altas se espera que sigan creciendo, con mayores índices de calentamiento en las regiones más al norte. Figura 4.
- Se proyecta que el aumento relativo del nivel del mar seguirá incrementándose a lo largo de la

mayoría de las costas, y están asociadas al incremento de inundaciones y erosión costeras.

- Se proyecta un incremento en la acidificación del océano a lo largo de las costas y que las ondas de calor marinas se incrementarán en intensidad y duración.
- Se proyecta que la declinación de glaciares, permafrost, nieve y hielo superficial continuará en un mundo más cálido.
- Se considera que los ciclones tropicales (con mayor volumen de precipitaciones), tormentas severas, y tormentas de arena y polvo seguirán creciendo en intensidad (Nivel de confianza media).

Los cambios particulares para las zonas de Norte de Centro América y Sur de Centro América, subregiones en las que se localiza la totalidad del territorio mexicano, son los siguientes:

- Se anticipa un decrecimiento en las precipitaciones monzónicas en Norte América.
 - El promedio de precipitaciones anuales y durante el verano es probable que disminuyan a lo largo de toda la región, pero con mucha incertidumbre en cuanto a que tanto disminuirán.
 - Se ha observado un incremento importante en las condiciones de sequía en todas las subregiones, incluyendo el Caribe, y éstas continuarán en el futuro.
- Figura 4.

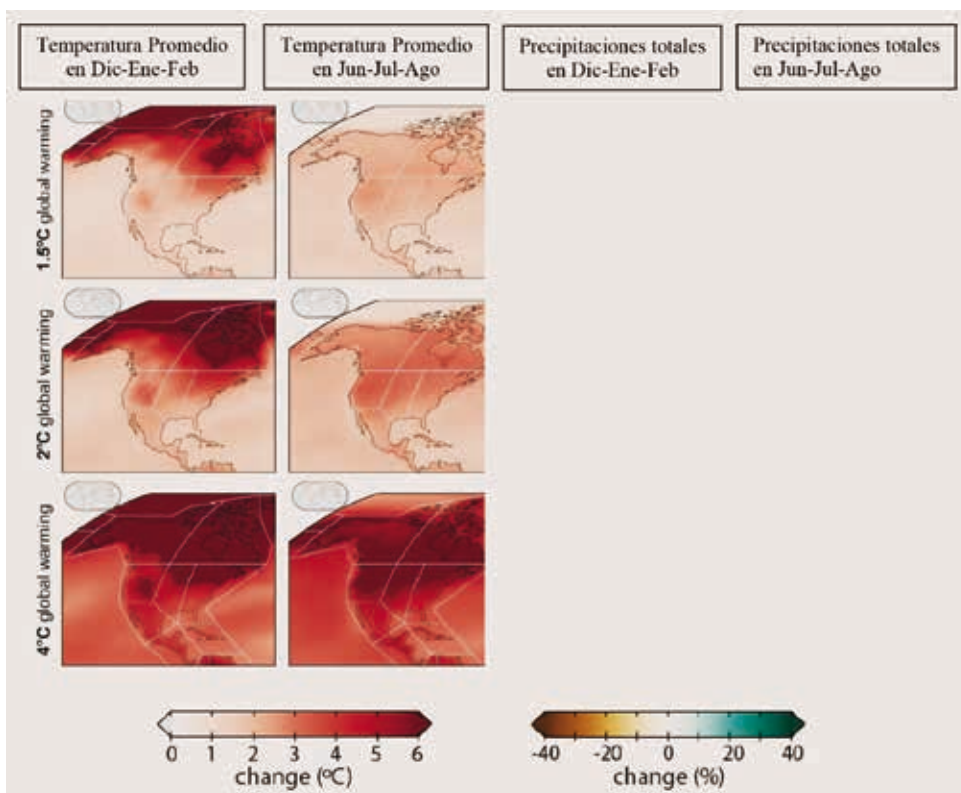


Figura 4. Cambios proyectados en las temporadas de invierno (Dic a Feb) y verano (Jun a Ago) en la temperatura promedio y en la precipitación total a 1.5 C, 2 °C y 4 °C de calentamiento global con respecto a las temperaturas de 1850 a 1900 (líneas).

- Las condiciones climáticas propicias para incendios forestales (Fire weather) se incrementarán en las dos subregiones, pero con mayor certeza en la zona Norte de Centro América.
- La región Sur de Centro América tendrá un nivel de calentamiento similar a la media del planeta y es posible que el Caribe tenga un incremento menor a la media global.

La Figura 4 muestra de manera gráfica los cambios en las temperaturas promedio y de precipitación total en las temporadas de invierno (meses de diciembre, enero y febrero) y de verano (meses de junio, julio y agosto) proyectados a través del CMIP6,

con un escenario de alta emisión de gases de efecto invernadero (GHG) SSP5-8.5 para computar los niveles de calentamiento. Estas simulaciones pueden expandirse en el Atlas interactivo del Informe del IPCC disponible en el siguiente enlace: www.interactive-atlas.ipcc.ch

La Figura 5 muestra los cambios en el número de días con temperaturas máximas diarias por encima de 35 °C en escenarios de 1.5 °C, 2 °C y 4 °C de calentamiento global relativo a la temperatura promedio de 1850 a 1900. Estas simulaciones se proyectan basadas en el CMIP6 usando un escenario de alta emisión de gases de efecto invernadero (GHG) SSP5 8.5 para computar los niveles de calentamiento.

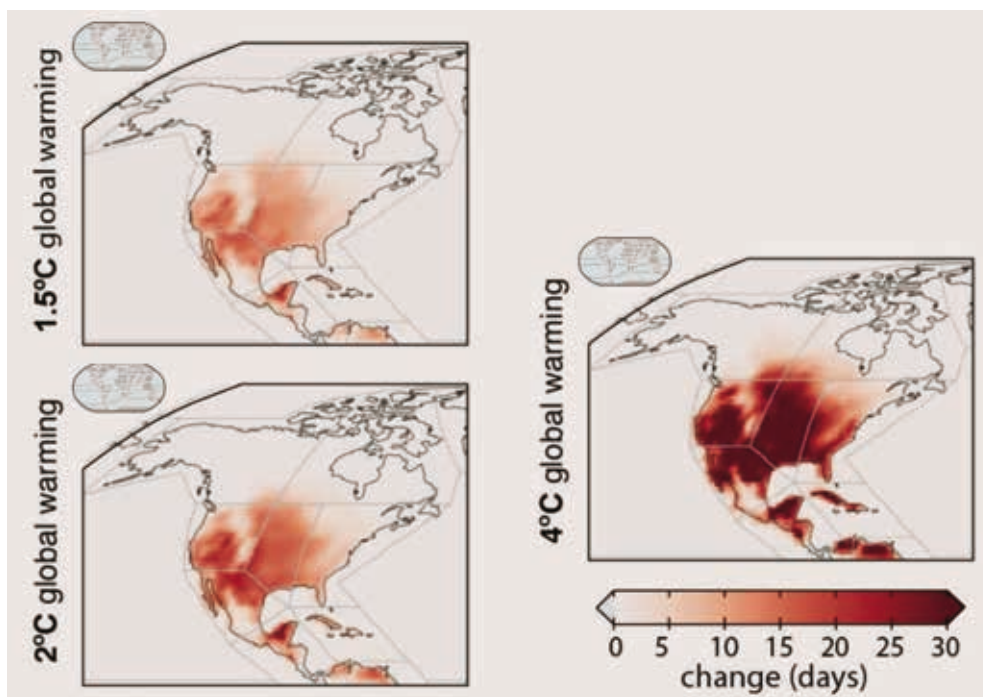


Figura 5. Cambios en el número de días con temperaturas máximas diarias por encima de 35 °C en escenarios de 1.5 °C, 2 °C y 4 °C de calentamiento global relativo a la temperatura promedio de 1850 a 1900.

El cambio más evidente, y que ya nos afecta de manera importante como país, es la administración del recurso hídrico. En los últimos años hemos enfrentado sequías cada vez más importantes y prolongadas, lo que ha llevado a una reducción en los niveles de las presas y a la necesidad de racionar el agua en muchas regiones del país. Estos problemas se acrecentarán conforme se incrementa la tempe-

ratura promedio y representan hoy el problema más urgente de resolver.

Si bien el problema hídrico es el problema derivado del calentamiento global más urgente de resolver para México y Centro América, los pavimentos no están exentos de retos para el futuro. Las mayores temperaturas extremas, así como los prolongados periodos de altas temperaturas y sequías afectarán los

parámetros de diseño de los pavimentos. Es probable que, ante mayores temperaturas extremas esperadas durante la vida útil de la carretera, se deban revisar los parámetros de temperaturas altas en las especificaciones de los asfaltos a utilizar y evaluar el desempeño de los asfaltos bajo criterios más estrictos para asegurarse de que puedan cumplir con su tiempo de vida sin menoscabo de sus propiedades me-

cánicas. Particularmente y en el caso de los asfaltos por desempeño (grados PG), será necesario revisar la temperatura alta y proponer una Temperatura máxima promedio basados en valores predictivos y no en valores observados, Ecuación (1) así como las condiciones de temperatura de envejecimiento en el PAV, debiendo usarse criterios que hoy son válidos para zonas desérticas (envejecimientos a 110 °C) Tabla 2.

$$T_{max_i} = 54,32 + 0,78T_{airM} - 0,0025Lat_i^2 - 15,14 \log(H + 25) + Z(9 + 0,61\sigma_{T_{airM}}^2)^{0,5} \quad (1)$$

Fórmula para el cálculo de las temperaturas máximas esperadas en la carpeta o capa de rodadura.^[4]

Donde:

T_{max_i} = Temperatura máxima calculada debajo de la superficie del pavimento en el sitio $i=1$ donde inicia el tramo o $i=2$ donde termina el tramo por construir, (°C)

T_{airM} = Temperatura máxima promedio del aire de los 7 días consecutivos más cálidos registrados por lo menos en los últimos 20 años en la zona, (°C)

Lat_i = Latitud, en el sitio $i=1$ donde inicia el tramo o $i = 2$ donde termina el tramo por construir, (°, con aproximación de cinco decimales)

H = Profundidad, (mm) (se recomienda usar 20 mm)

Z = Valor para el nivel de confiabilidad (distribución normal, se recomienda usar 2,055 para una confiabilidad de 98%)

$\sigma_{T_{airM}}$ = Desviación estándar de la temperatura de los 7 días consecutivos más cálidos registrados por lo menos en los últimos 20 años en la zona, (°C)

Tabla 2. Requisitos de calidad para cementos asfálticos según su grado de desempeño (PG) y nivel de ajuste, condiciones de envejecimiento

Grado de Desempeño (PG)	PG 64		PG 70		PG 76		PG 82	
	-16	-22	-16	-22	-16	-22	-16	-22
Después de envejecimiento de horno a presión (PAV)								
Temperatura de envejecimiento PAV, °C								
En climas normales	100							
En climas desérticos	100				110			

Los responsables de los proyectos carreteros y las partes involucradas (constructores, proveedores de asfalto, proveedores de modificadores y aditivos, diseñadores, investigadores, docentes y centros de estudio) tenemos que hacer frente a retos en la gestión de pavimentos.

- Reducir la emisión de gases de efecto invernadero (GHG) en la construcción, rehabilitación y conservación de los pavimentos.

- Incrementar los periodos entre mantenimientos, reduciendo de este modo las emisiones de GHG asociados a las labores de conservación, los cierres parciales de la vialidad y los consecuentes embotellamientos.
- Incrementar la durabilidad de los pavimentos, alargando lo más posible su vida de servicio.
- Reducir sus costos de conservación sin perjuicio de la seguridad y confort de la carretera, una vía en buen estado, con textura adecuada e Índice

de regularidad Internacional (IRI) menor a 2.7 m/km, reduce el gasto relacionado al desgaste de los neumáticos y al consumo de gasolina de los automóviles que lo transitan.

- Debe de cubrir un objetivo estratégico de movilidad, reduciendo tiempos de traslados y consumo de combustible a la mayor cantidad de carga y usuarios posible, afectando lo menos posible el medio ambiente.

Estos retos podemos resumirlos en el concepto de Pavimentos sostenibles.

Pavimentos sostenibles

El concepto “Sostenible” es uno extremadamente complejo, pues no se mide en una sola dimensión, ni se evalúa en un solo momento en el tiempo. Las características de sostenibilidad de un proyecto de autopista deben de ser evaluadas y consideradas a lo largo de todo su ciclo de vida, desde la concepción, hasta la construcción, operación y mantenimiento.

El reto es balancear los proyectos sobre los pilares de la sostenibilidad. Podemos definir tres pilares, el pilar medio ambiental, el pilar económico y el pilar de la sociedad (Figura 6). Una carretera sostenible debe cumplir criterios en todas estas dimensiones, propiciando el desarrollo social de las comunidades a las que da servicio, el crecimiento económico, mejorando el entorno natural y reduciendo el consumo de recursos naturales.

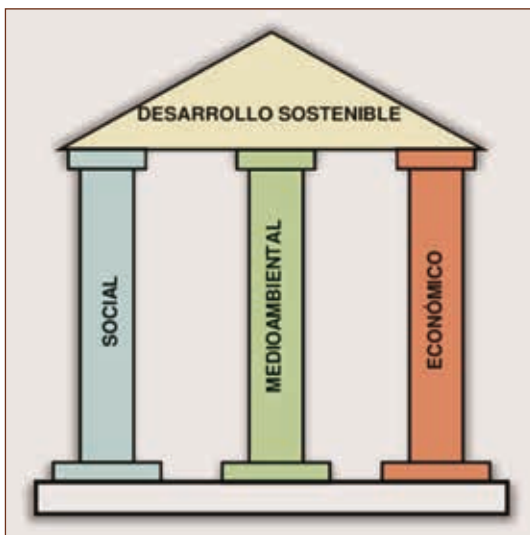


Figura 6. Pilares del Desarrollo Sostenible. El desarrollo sostenible no puede sostenerse a falta de alguno de ellos.

La Federación Europea de Carreteras (ERF, por sus siglas en inglés) define a las carreteras sostenibles como aquellas que son eficaces y eficientemente planeadas, diseñadas, construidas, modernizadas y conservadas, a través de políticas integradas con respecto al medio ambiente y conservan el beneficio socio-económico esperado en términos de movilidad y seguridad.

En Estados Unidos y Europa existen iniciativas muy importantes para promover la sostenibilidad en carreteras. Existen sistemas de medición para carreteras sostenibles en el mercado, algunas tienen orígenes académicos, mientras que otras han sido impulsadas por autoridades, como los departamentos de transportes locales en los Estados Unidos o las asociaciones europeas de la carretera o del asfalto como la Asociación Europea de Pavimentos Asfálticos (EAPA).

Diez maneras para que tus proyectos de carreteras sean más sostenibles acorde a la Greenroads Foundation (Universidad de Washington)

Entender los objetivos de desarrollo sostenible y plantear aquellos que tu proyecto carretero puede impulsar

De los 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible planteados por la ONU en su Agenda 2030, la construcción sostenible de carreteras impactaría en al menos 8 de ellos. También tiene una repercusión importante en al menos 13 de las 169 metas que se derivan de estos 17 objetivos. Metas que van desde la reducción de número de muertes y lesiones causadas por accidentes de tránsito en el mundo, hasta la

inclusión de comunidades, pasando por la reducción de emisiones, el incremento de la productividad y la reducción del gasto energético.

Capacitar a todos los involucrados en el diseño, construcción y operación de tu proyecto carretero sobre los objetivos y metas de sostenibilidad que el proyecto debe cumplir

La capacitación sobre sostenibilidad y el compromiso de los involucrados en su cumplimiento es esencial para que desde su concepción el proyecto sea realmente sostenible. Esto involucra inculcar la cultura de sostenibilidad en tu equipo de trabajo y en las empresas involucradas. La planeación con objetivos claros de sostenibilidad es esencial.

Evaluar y comparar costos ambientales de tu proyecto

Tu proyecto debe de considerar los costos de ciclo de vida y los beneficios que se esperan durante la vida útil de tu proyecto, ya sea de construcción o rehabilitación. Una carretera puede contribuir más al cumplimiento de los objetivos de sostenibilidad durante su operación que durante su construcción. La conciencia de la importancia de la protección al medio ambiente, ha generado considerable interés en métodos para cuantificar los impactos ambientales. Uno de ellos es el Costo de Ciclo de vida, donde se cuantifican los costos involucrados en toda la vida útil del proyecto, desde la construcción, la operación y mantenimiento, así como su costo remanente al final de su vida útil y se le da un valor monetario. Otra técnica ampliamente conocida y que asigna un costo meramente ambiental es la evaluación ambiental del ciclo de vida (Life Cycle Assignment o LCA,^{12,41} este método provee un acercamiento comprensible para evaluar la carga ambiental de un producto examinando todas las entradas (materiales, energía) y salidas (desperdicios, contaminantes) durante todo su ciclo de vida, desde la producción de las materias primas hasta el final de su vida útil. Para los pavimentos, el ciclo incluye la producción de los materiales, el diseño, la construcción, el uso, el mantenimiento y la rehabilitación y su disposición final.

A partir de los análisis de los casos de estudio, podemos concluir que hay tres factores que impactan de manera importante los costos de ciclo de vida y las evaluaciones ambientales del ciclo de vida. Estos son:

- La duración del pavimento. Pavimentos de mayor duración, diluyen el costo monetario y ambiental en un periodo más largo. No podemos hablar de pavimentos sostenibles si estos no son de larga duración.
- Mayor periodo entre tratamientos o rehabilitaciones. Un pavimento que requiere menos tratamientos de conservación por periodos de tiempo más prolongados reduce sustancialmente su costo de ciclo de vida y los costos ambientales relacionados con las emisiones generados durante los tratamientos de conservación o rehabilitación, y los cortes al tráfico relacionados a los mismos.
- Mantener su textura adecuada por más tiempo, reduciendo el consumo de combustible y el desgaste de los vehículos y neumáticos. Acorde a los análisis de las políticas de operación del transporte en California. La estrategia que implica un menor costo e incrementa la reducción en los gastos de efecto invernadero, es priorizar el mantenimiento de la superficie de rodadura, manteniendo el IRI < 2.7 m/km. Figura 7.

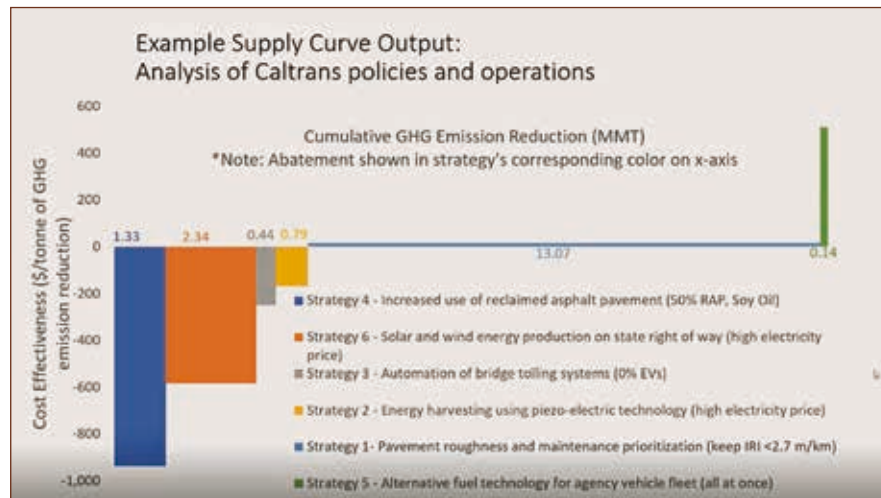


Figura 7. Eficiencia en costo de diversas estrategias para la reducción de emisiones de gases de efecto invernadero y reducción potencial de emisiones.^[2]

Una elección adecuada de la tecnología de pavimentación desde el diseño de un proyecto carretero es esencial para reducir los costos de mantenimiento y su impacto al medio ambiente. Carpetas de rodadura como el SMA, pueden reducir los costos de ciclo de vida de la capa de rodadura hasta en un 40%, incrementando la protección a las capas subyacentes, manteniendo valores adecuados de IRI y prolongando el tiempo entre mantenimientos de conservación, disminuyendo también la evaluación ambiental cuando es comparado con carpetas de mezclas densas convencionales.

Aprovecha la innovación

La sostenibilidad proviene de la innovación. Pues te permite hacer las cosas mejor de cómo se hacían antes. Algunos ejemplos de tecnologías innovadoras y accesibles que pueden utilizarse para cumplir tus objetivos de sostenibilidad son los siguientes: Tecnologías que te permitan recuperación de pavimentos existentes (por ejemplo, el rubblizing para la rehabilitación de pavimentos de concreto o el aprovechamiento del pavimento fresado), técnicas para el empleo de materiales de reuso (RAP o el hule de llanta en carpetas de rodadura), uso de agregados locales con baja afinidad al asfalto (a través de aditivos que mejoren su adherencia) y el uso de aditivos para mezclas tibias que te permitan reducir el consumo energético ligado a la producción de mezclas asfálticas son solo algunos de ellos.

Considera en tus proyectos modos de transporte alternativos

Uso de transportes más sostenibles, reduce las emisiones de carbono e incrementa la conectividad. Desde privilegiar ciclovías y andadores hasta la posibilidad de vías para tren eléctrico paralelo a tu proyecto carretero. El poner separadores que eviten la invasión a los carriles destinados al tránsito de bicicletas y una señalización adecuada y de larga duración en los carriles exclusivos, son algunos elementos importantes que considerar en el diseño de tu camino, carretera o vialidad.

Considera y respeta la fauna y flora nativa

El compromiso con la preservación de la fauna y flora nativa es primordial en un proyecto carretero sostenible. Protégelas y busca la rehabilitación de las zonas que hayan sido afectadas por el proyecto. La fragmentación del hábitat es un efecto negativo de gran impacto sobre la biodiversidad cuando la carretera no está cuidadosamente diseñada. Para evitar el efecto barrera que ésta genera, se deben de incluir pasos de fauna o la preservación natural de los corredores biológicos.

Estrategias de aprovechamiento del recurso hídrico

Emplea una estrategia para el manejo de los escurrimientos y el drenaje de agua de lluvia, para evitar la contaminación, a través de una gestión de calidad

del agua pluvial captada en el derecho de vía y en la superficie de rodamiento, durante la operación de la carretera.

Proyecto verdaderamente comunitarios

Considera la integración del proyecto con la comunidad. Hazla parte de las decisiones del proyecto que les competen a través de consultas. Integra arte local y organiza actividades. Busca preservar la herencia cultural local.

Considera materiales alternativos

El uso de productos y fuentes de suministro locales y alternativos deben considerarse siempre y cuando no se comprometa la durabilidad o el desempeño de tu carretera. El uso de materiales locales disminuye el costo y el impacto ambiental de ciclo de vida, siempre y cuando no reduzca la durabilidad del pavimento o reduzca el tiempo entre mantenimientos. Evalúa que el uso de agregados locales te permita lograr el desempeño esperado. Hoy en día contamos con tecnologías que te permiten el uso de agregados locales sin menoscabo del desempeño de la carretera, aunque sea de manera parcial. No pongas en juego la durabilidad, la calidad y desempeño de tu carretera por el uso de materiales locales.

Aseguramiento de la calidad y uso de procedimientos constructivos adecuados

Asegura la calidad de los materiales de construcción y de los procedimientos constructivos, asegúrate que tus prácticas de construcción son sostenibles, de manera que los objetivos de sostenibilidad se trasladen del diseño a la construcción.

Este es quizá el punto más crítico en el cumplimiento de los objetivos de sostenibilidad. Procedi-

mientos de construcción inapropiados afectarán el desempeño y la durabilidad de los pavimentos, reduciendo el tiempo entre mantenimientos. Esto incrementará su costo de ciclo de vida y la evaluación de impacto ambiental. Se deben usar los materiales de construcción que requiere el diseño, se debe elegir al personal adecuado, capacitado y con la experiencia suficiente, se debe contar con los equipos de producción, y de construcción adecuados y se deben apearse a los procedimientos de construcción exigidos por el proyecto. Estos son puntos esenciales en la construcción de pavimentos, de manera que se garantice que cumplan y excedan el tiempo de vida estimado en el proyecto. Para ellos se requiere un compromiso total de los involucrados en el proyecto, incluyendo el constructor y la empresa de supervisión y control de calidad.

Por ejemplo, comparemos el efecto de la compactación del asfalto. Acorde a las observaciones del Centro de Investigación de Pavimentos de la Universidad de California (UC Pavement Research Center) el grado de compactación en carpetas de rodadura de 5 cm tendrá un efecto dramático en su duración, a pesar de haberse realizado con el mismo diseño y materias primas. Un porcentaje de vacíos del 14% en obra tendrá una vida de 12 años, contra los 16 años de duración de la misma carpeta con el 10% de vacíos en obra y contra los 20 años de duración de la misma carpeta con 6% de vacíos. Estas variaciones también generarán diferentes evaluaciones ambientales de ciclo de vida, como se muestra en la tabla 3 para un pavimento de 5,500 m², de 80 km de longitud, pavimentada con mezcla asfáltica en caliente con un contenido de RAP del 15% por un periodo de análisis de 40 años.

Tabla 3. Comparación del efecto de compactación en una capa de rodadura de 5 cm ^[2]		
Porcentaje de vacíos de aire	Tiempo de vida	Emisiones de GHG asociadas (MT)
6%	20 años	114
10%	16 años	142
14%	12 años	189

Dada la importancia de la calidad de la pavimentación en la durabilidad y su impacto en la evaluación ambiental de un proyecto carretero, es necesario incluir estándares de calidad en pro de la conservación del medio ambiente. Como son:

- a) La inclusión de normas y estándares en las especificaciones particulares de los proyectos incluyendo métodos de diseño.
- b) Hacer una planeación adecuada de la obra, considerando cuestiones ambientales y sociales.
- c) Elección adecuada de las tecnologías de pavimentación y asegurarse que el diseño sea adecuado.
- d) Revisión y aprobación previa de los equipos de producción y colocación.
- e) Aplicación con el personal a cargo de la obra de tramos de prueba para su evaluación y validación
- f) Ofrecer incentivos o penalizaciones por exceder o incumplir los indicadores críticos de calidad (como el porcentaje de vacíos, por ejemplo).

Conclusiones

El cambio climático es una realidad a la que nos enfrentamos como humanidad y que tiene repercusiones inminentes para la industria de construcción de caminos y carreteras. El cambio climático es consecuencia de la actividad humana, por lo que está en nuestras manos limitar el cambio climático, aunque, aun reduciendo sustancial y sostenidamente la emisión de gases de efecto invernadero, podrían pasar décadas o siglos para que podamos revertir los cambios que ya se han generado. Es pues necesario que las personas e instituciones involucradas en la industria de construcción de carreteras tomemos acciones inmediatas en dos sentidos:

- a) Reducir las emisiones de gases de efecto invernadero en nuestras actividades que permitan limitar el cambio climático y
- b) Adecuar la construcción de carreteras a los cambios inminentes en el clima global y regional.

Los cambios más significativos y de mayor impacto para la construcción de pavimentos serán las temperaturas puntuales más altas esperadas durante la temporada de estiaje y las temperaturas más altas y persistentes durante temporadas cálidas más prolongadas. Se sugiere que para los diseños de pavimentos se considere a partir de ahora, las temperaturas máximas proyectadas, en lugar de las históricas, en función de la vida estimada de la carretera y se cambien las condiciones de envejecimiento de los asfaltos (horno PAV) a las condiciones de clima desértico para todos los proyectos de construcción, rehabilitación y conservación de carreteras en el territorio mexicano.


Es también necesario que todos los involucrados en la industria de construcción de carretera, empecemos a considerar la sostenibilidad en nuestros proyectos de construcción, rehabilitación o conservación de carreteras, esto empieza desde educar y hacer conciencia en nuestros grupos de trabajo, desde aquellos responsables del proyecto, del diseño del pavimento, del constructor y de los encargados de la supervisión y del aseguramiento de la calidad. Incluir en nuestro lenguaje y

en nuestros proyectos los conceptos de costo de ciclo de vida y de evaluación ambiental del ciclo de vida.

Dado que son tres los factores que más impactan los costos de ciclo de vida e incrementan las emisiones y deterioro ambiental, son estos factores a los que debemos poner más atención durante el diseño y la construcción:

- Asegurar la duración del pavimento acorde a la duración estimada en el proyecto. Buscar pavimentos de larga duración.
- Prolongar periodos entre tratamientos de conservación y de rehabilitación.
- Mantener el IRI en valores menores a 2.7 m/km el mayor tiempo posible durante la vida útil de la carretera.

Es tarea de todos fomentar la innovación y buscar tecnologías de pavimentación que ayuden a incrementar la durabilidad, reducir el mantenimiento y mantener los pavimentos en mejor estado, para así reducir los costos de ciclo de vida y el impacto ambiental de los proyectos carreteros.

Finalmente, pero no por eso menos importante, está la importancia del uso de materiales de construcción y procedimientos constructivos adecuados, y de implementar el aseguramiento de la calidad en el proyecto, de manera que los objetivos de sostenibilidad se trasladen del diseño a la construcción. Una carretera bien construida durará más, reduciendo sus costos de ciclo de vida y su impacto ambiental. Se pueden incentivar las buenas prácticas constructivas mediante la oferta de incentivos o penalizaciones por exceder o incumplir los indicadores críticos de calidad de la carretera. 

¿Quieres profundizar?

^[1] IPCC, 2013 “Resumen para responsables de políticas. En: *Cambio Climático 2013: Bases físicas. Contribución del Grupo de Trabajo I al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*” [Stocker, T.F. D.Qin, G-K. Plattner, M.Tignor, S.K. Aññem, J. Boschung, A.Nauels, Y. Xia, V.Bex y P.M. Midgley (eds.)] Cambridge University Press, Cambridge, Reino Unido y Nueva York, NY, Estados Unidos de América.

^[2] Wang T. Lee I-S, Harvey J., Kendall, Lee E.B. and Kim C (2012) *UCPRC Life Cycle Assessment Methodology and Initial Case Studies on Energy Consumption and GHG Emissions for Pavement Preservation Treatments with different Rolling Resistance*. University of California Pavement Research Center, UC Davis, UC Berkeley

^[3] IPCC, 2021: Summary for Policymakers. In: *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Masson-Delmotte, V., P. Zhai, A. Pirani, S. L. Connors, C. Péan, S. Berger, N. Caud, Y. Chen, L. Goldfarb, M. I. Gomis, M. Huang, K. Leitzell, E. Lonnoy, J.B.R. Matthews, T. K. Maycock, T. Waterfield, O. Yelekçi, R. Yu and B. Zhou (eds.)]. Cambridge University Press. In Press.

^[4] Harvey J., Meijer J., Ozer Hasan, Al-Qadi I. L., Saboori, A. and Kendall, A (2016) *Pavement Life Cycle Assessment Framework*, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-HIF-16-014, Washington, DC.

ASFIER[®]

Emulsificantes asfálticos.

KAOAMIN[®]/ GRIPPER[®]

Aditivos promotores de adherencia.

Aditivos para mezcla tibia.

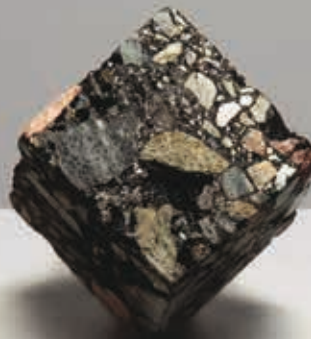
Modificadores reológicos.

DANOX RAP-300[®]

Aditivo para reciclado de pavimentos asfálticos.

TRASUT-RA[®]

Innovador tratamiento superficial de rápida
apertura al tráfico con espesor desde 1 cm.



asfaltos@kao.com

Tel. +52-33-3284-1000

kaochemicals-eu.com



Estudio comparativo de mezclas asfálticas en caliente y en tibio de acuerdo con el Protocolo AMAAC nivel IV

Adrián Ramírez, adrian_181294@hotmail.com
Mega Asfaltos, Salamanca, México

Jorge Alarcón, jorge.alarcon.ibarra@hotmail.com
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, México

Omar Adame, omar.adame@lasfalto.com.mx
Lasfalto, Guadalajara, México

Introducción

Un pavimento flexible tiene como superficie de rodadura una capa de mezcla asfáltica, apoyada en capas de materiales formadas por suelos, con características de resistencia y calidad establecidas. El desempeño de la mezcla asfáltica es fundamental ya que es la capa de mayor costo y es la que está en contacto directo con los usuarios. Por lo consiguiente, resulta importante analizar los factores que afectan el desempeño de la mezcla asfáltica, tales como: los agentes climáticos, las cargas vehiculares y la intensidad de tránsito. Sin embargo, uno de los factores de mayor afectación es el envejecimiento prematuro que sufre el asfalto al ser calentado a temperaturas altas dentro del tambor mezclador. Este fenómeno ocurre debido a la oxidación y volatilización del asfalto. Por consiguiente, es importante minimizar el envejecimiento del asfalto, para conservar sus propiedades adhesivas y visco-elásticas y así asegurar un mayor horizonte de vida.

En la actualidad, las mezclas asfálticas en caliente son empleadas con gran frecuencia como capas estructurales y capas de rodadura. Aunado al envejecimiento acelerado, las mezclas en caliente requieren altos consumos de combustible, generando fuertes emisiones contaminantes al medio ambiente. Asimismo, al manejar temperaturas tan elevadas, aumenta considerablemente el riesgo y la seguridad de los operadores en obra.^[2] Para resolver lo anterior, la industria del asfalto ha respondido positivamente a la necesidad de utilizar prácticas sostenibles mediante el desarrollo de mezclas asfálticas tibias (MAT).^[3] Estas trabajan con aditivos químicos, orgánicos o de espumado que por diferentes mecanismos permiten reducir la viscosidad del asfalto, facilitando el recubrimiento del agregado a menores temperaturas. La producción de MAT puede reducir las emisiones de gases de efecto invernadero y el consumo de energía hasta un 40 % en comparación a una mezcla asfáltica convencional en caliente.^[4] Además, reduce las emisiones de hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP), los cuales resultan cancerígenos para el ser humano. Young^[5] concluyó que el consumo de combustible se reduce de 2-3% por cada 6 °C de reducción en la temperatura de producción. Igualmente, Olard *et al.*^[6] reportó que, por cada 10 °C de decremento en la temperatura de mezclado, se obtiene una disminución de 5.5% en el consumo de combustible y en la emisión de CO₂. Adicionalmente, se ha comprobado que la tecnología en tibio minimiza el envejecimiento a corto y largo plazo en comparación a

una mezcla en caliente. En otras palabras, la reducción en temperaturas de mezclado es directamente proporcional a la oxidación del asfalto.^[7,8]

Diversos estudios han demostrado que las MAT pueden tener un desempeño similar o mejor que las MAC.^[9,10,11] Las mezclas asfálticas tibias se han utilizado en 1) mezclas densas, SMA, mezclas abiertas; 2) mezclas con asfalto modificado; 3) carreteras con altas demandas de tránsito pesado y a diferentes espesores; y 4) en paradas de autobús, aeropuertos e instalaciones portuarias.^[12] En todas las aplicaciones, las mezclas tibias mostraron un comportamiento similar o mejor, incluyendo una compactación mejorada, buena capacidad de resistencia ante la deformación permanente, menor daño por humedad y mayor resistencia a la fatiga.^[12]

Por esta razón, el presente trabajo de investigación evaluó el desempeño de las mezclas asfálticas tibias en comparación con las mezclas en caliente. Se demostró que utilizando materiales de nuestro país (agregados pétreos, cemento asfáltico y aditivo para MAT) pueden obtenerse resultados similares a las aplicaciones realizadas en Estados Unidos y Europa tanto en laboratorio como en campo, lo cual respalda el uso de esta tecnología. Las mezclas elaboradas en laboratorio se evaluaron de acuerdo al protocolo AMAAC Nivel IV, designado para tránsito muy alto (> 30 millones de ejes equivalentes) y para carreteras de mayor importancia. Los ensayos recomendados incluyen: caracterización de materiales, diseño volumétrico, susceptibilidad a la humedad, susceptibilidad a la deformación, módulo dinámico y fatiga.

Materiales

Para la elaboración de las mezclas asfálticas en tibio y en caliente, se utilizó agregado pétreo triturado de origen basáltico, cemento asfáltico modificado PG 70E-16 y PG 76E-16, y aditivo químico para reducir la viscosidad del asfalto.

Agregado Pétreo

El agregado pétreo triturado de origen basáltico se obtuvo del banco “Tonalá” de Guadalajara, Jalisco. Tanto la fracción gruesa como la fracción fina cumple con todos los ensayos recomendados

por el protocolo AMAAC y la normativa mexicana N·CMT-4-04/17 de la SCT; contribuyendo de manera favorable en el desempeño de las mezclas asfálticas. Por cuestiones de espaciamento no fue posible colocar a detalle los resultados de cada prueba, sin embargo, cumplen en su totalidad.

Asfalto

Se realizó la caracterización del cemento asfáltico modificado PG 70E-16 y PG 76E-16 de acuerdo a la normativa mexicana N·CMT-4-05-004/18 de la SCT. Se observó ambos cementos asfálticos modificados cumplieron en su totalidad con los requisitos establecidos de acuerdo a la norma y para la clasificación asignada. Posteriormente, se adicionó el 3.0% de aditivo químico “TB-3” en ambos cementos asfálticos, para la elaboración de las mezclas tibias. Por consiguiente, el total de variables en el desarrollo de la investigación fueron: PG 70E-16, PG 70E-16 + TB-3, PG 76E-16 y PG 76E-16 + TB-3. Resulta importante mencionar que la modificación del asfalto modificado se realizó con un Terpolímero Elastomérico Reactivo (Elvaloy RET).

El aditivo químico TB-3 trabaja reologicamente aumentando la resistencia a la deformación a altas temperaturas representado en el aumento de módulo de corte $G^*/\sin \delta$ en fase original, después de RTFO y en el aumento del punto de reblandecimiento. Sin embargo, a bajas temperaturas la rigidez o resistencia a la deformación se mantiene constante al adicionar el aditivo TB-3. Adicionalmente, resalta la capacidad de relajación del asfalto o *valor m* a bajas temperaturas, el cual disminuye al realizar la modificación con TB-3. Asimismo, las propiedades elásticas se vieron ligeramente afectadas en presencia del aditivo químico como se observa en el % de Recuperación Elástica por Torsión (% RET), % de Recuperación Elástica por Ductilómetro (% RED) y % de Respuesta Elástica (% RE) a 3.2 kPa. Es importante mencionar, que el % RED después de la modificación con TB-3, no cumplió con el 75 % mínimo requerido por la norma. Sin embargo, el aditivo cumplió con la función principal de disminuir la viscosidad del cemento asfáltico, por consiguiente, se procedió a la elaboración de las mezclas asfálticas. Ambos cementos asfaltos modificados (Tabla 3 y 4) replican el comportamiento previamente descrito.

Tabla 1. Caracterización del cemento asfáltico PG 70E-16 y PG 70E-16

Característica	PG 70-16	PG 70-16 + TB-3	Especificación	Norma
G/sin δ a 70 °C	1.628	2.103	1.0 Mín.	ASTM D 7175
Viscosidad rotacional (cP)	1.175	0.9625	3.0 Máx.	ASTM D 4402
Punto de reblandecimiento (°C)	60	66	48 Mín.	ASTM D 36
Punto de inflamación (°C)	301	299	230 Mín.	ASTM D 92
Separación, diferencia anillo y esfera	1.0	1.0	2.0 Máx.	ASTM D 7173
Recuperación elástica por torsión (%)	48	39	35 Mín.	M-MMP-4-05-024/02
Pérdida de masa (%)	0.566	0.569	1.0 Máx.	ASTM D 2872
G/sin δ después de RTFO a 70 °C	5.226	10.61	2.2 Mín.	ASTM D 7175
Rec. elástica por ductilómetro a 25 °C (%)	80	60	75 Mín.	ASTM D 6084
Respuesta elástica 3.2 kPa a 70 °C (%)	76.29	58.79	Reportar	AASHTO T-350
Creep compliance Jnr 3.2 kPa a 70 °C (%)	0.1390	0.2546	Reportar	AASHTO T-350
Rigidización [G* $\sin \delta$] a 28 °C	1327	1320	5,000 Máx.	ASTM D 7175
Rigidez a flexión a -6 °C & 60 s	55.984	61.013	300 Máx.	ASTM D 6648
Valor m(t) a -6 °C & 60 s	0.3154	0.3019	0.3 Mín.	ASTM D 6648

Tabla 2. Caracterización del cemento asfáltico PG 76E-16 y PG 76E-16

Característica	PG 76-16	PG 76-16 + TB-3	Especificación	Norma
G/sin δ a 76 °C	1.797	2.192	1.0 Mín.	ASTM D 7175
Viscosidad rotacional (cP)	2.425	1.462	3.0 Máx.	ASTM D 4402
Punto de reblandecimiento (°C)	72	77	48 Mín.	ASTM D 36
Punto de inflamación (°C)	298	295	230 Mín.	ASTM D 92
Separación, diferencia anillo y esfera	1.0	1.0	2.0 Máx.	ASTM D 7173
Recuperación elástica por torsión (%)	55	45	35 Mín.	M-MMP-4-05-024/02
Pérdida de masa a 163 °C (%)	0.427	0.552	1.0 Máx.	ASTM D 2872
G/sin δ después de RTFO a 76 °C	3.59	7.65	2.2 Mín.	ASTM D 7175
Rec. elástica por ductilómetro a 25 °C (%)	85	65	75 Mín.	ASTM D 6084
Respuesta elástica 3.2 kPa a 76 °C (%)	78.92	63.87	Reportar	AASHTO T-350
Creep compliance Jnr 3.2 kPa a 76 °C (%)	0.1635	0.3239	Reportar	AASHTO T-350
Rigidización [G* $\sin \delta$] a 28 °C	938.1	943.4	5,000 Máx.	ASTM D 7175
Rigidez a flexión a -6 °C & 60 s	57.3674	58.9550	300 Máx.	ASTM D 6648
Valor m(t) a -6 °C & 60 s	0.3131	0.3055	0.3 Mín.	ASTM D 6648

Metodología

El objetivo de la investigación fue determinar la vida a fatiga de una mezcla asfáltica en tibio en comparación a una mezcla en caliente. Ambas mezclas fueron evaluadas de acuerdo al Protocolo AMAAC Nivel IV, lo que implicó la caracterización de materiales, diseño volumétrico, susceptibilidad a la humedad, la determinación de la susceptibilidad a la deformación permanente, módulo dinámico y análisis de fatiga. Se utilizaron asfaltos modificados para la evaluación de esta investigación, ya que se pretende sean aplicados en carreteras de altas especificaciones (> 10 millones de ejes equivalentes).

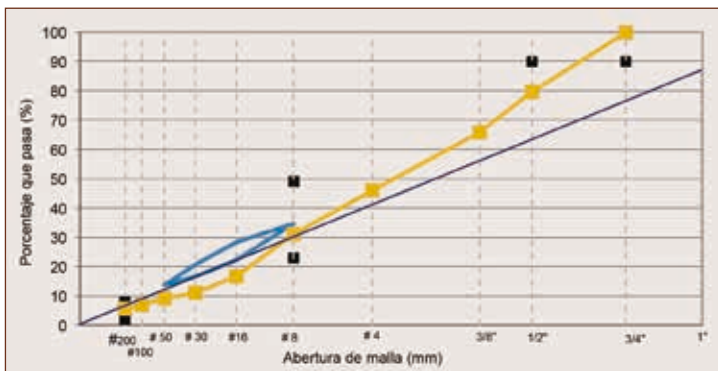


Figura 1. Curva granulométrica seleccionada.

Diseño Volumétrico

El diseño volumétrico se realizó de acuerdo con la recomendación del Protocolo AMAAC (PA-MA 01-2013). La granulometría seleccionada está compuesta por una proporción 60/40 de grava y arena respectivamente; la cual se encuentra dentro de los límites granulométricos recomendados por el protocolo. La granulometría se mantuvo constante durante todo el estudio, por consiguiente, el único factor variante es el tipo de asfalto. Es importante mencionar, que se utilizó 125 giros en el compactador giratorio para la densificación de la mezcla, ya que este es el número de giros recomendado para un Nivel IV de acuerdo al Protocolo AMAAC.

En la Tabla 5 se muestran valores de densificación de la mezcla asfáltica utilizando asfaltos PG 70E-16 y PG 70E-16 + TB-3, ambos con un contenido asfáltico similar, pero con diferentes temperaturas de mezclado y compactación. Se observó que a menores temperaturas de compactación el % de vacíos aumenta. Sin embargo, todos los valores de % de vacíos se encuentran dentro de las recomendaciones para una granulometría densa. Asimismo, se observó claramente que la densificación mejora en presencia del aditivo TB-3.

Tabla 5. Características de la mezcla compactada con asfalto modificada PG 70-16 y PG 70-16 + TB-3

Tipo de Asfalto	% C.A.	T _{mezclado} (°C)	T _{comp.} (°C)	% Vacíos
PG 70-16	5.8	168	158	4.3
PG 70-16	5.8	158	148	4.5
PG 70-16	5.8	148	138	4.7
PG 70-16	5.8	138	128	4.9
PG 70-16 + TB-3	5.8	168	158	3.8
PG 70-16 + TB-3	5.8	158	148	4.0
PG 70-16 + TB-3	5.8	148	138	4.2
PG 70-16 + TB-3	5.8	138	128	4.3

En la Tabla 6 se muestran valores de densificación de la mezcla asfáltica utilizando un asfalto PG 76-16 y PG 76-16 + TB-3, ambos con un mismo contenido asfáltico y temperaturas variables de mezclado y compactación. A menores temperaturas de compactación el % de vacíos aumentó. Sin embargo, a la temperatura de mezclado de 138 °C con asfalto PG 76-16, el porcentaje de vacíos no cumplió con los requisitos volumétricos. De la misma manera, la densificación se ve mejorada al momento de adicionar el aditivo químico TB-3 al cemento asfáltico PG 76-16.

Tabla 6. Características de la mezcla compactada con asfalto modificada PG 76-16 y PG 76-16 + TB-3

Tipo de Asfalto	% C.A.	T _{mezclado} (°C)	T _{comp.} (°C)	% Vacíos
PG 76-16	5.8	168	158	4.6
PG 76-16	5.8	158	148	4.7
PG 76-16	5.8	148	138	4.9
PG 76-16	5.8	138	128	5.2
PG 76-16 + TB-3	5.8	168	158	4.1
PG 76-16 + TB-3	5.8	158	148	4.3
PG 76-16 + TB-3	5.8	148	138	4.4
PG 76-16 + TB-3	5.8	138	128	4.7

De acuerdo con los resultados obtenidos, se concluye que la reducción máxima del asfalto con aditivo, puede ser considerada hasta 30 °C por debajo de la temperatura típica de fabricación de una mezcla en caliente (168 °C). Ya que estos porcentajes de vacíos cumplieron con los requisitos volumétricos. A partir de este punto, se decidió evaluar solamente las temperaturas con mayor ahorro energético, en este caso, temperaturas de mezclado de 148 y 138 °C para las mezclas tibias; siendo estas contrastadas con las mezclas en caliente a 168 °C. Al disminuir las temperaturas de mezclado, reduce la emisión de gases de efecto invernadero, el consumo de combustible, tiempos de traslado, el envejecimiento prematuro, mejora la seguridad del personal en campo y, por lo tanto, los costos asociados a su fabricación, tendido y compactación.

Análisis y Resultados

Debido a que las mezclas asfálticas tibias todavía no tienen un protocolo definido para su evaluación, se decidió utilizar el protocolo de mezclas en caliente para realizar la comparativa. El Protocolo AMAAC recomienda evaluar el desempeño de las mezclas asfálticas mediante pruebas que evalúan la susceptibilidad a la humedad, susceptibilidad a la deformación permanente, módulo dinámico y análisis de fatiga.

Susceptibilidad a la humedad (TSR)

La prueba TSR (Tensile Strength Ratio), determina la resistencia al daño inducido por humedad en una mezcla asfáltica compactada mediante la relación en la

resistencia a tensión indirecta de una serie de especímenes acondicionados contra especímenes no acondicionados. Para esta investigación, se analizaron tres especímenes por variable reportando como valor final el promedio de los mismos. Se recomienda que el valor del promedio sea mayor a 80% para poder garantizar un buen comportamiento ante humedad.

En la Figura 2, se presenta un gráfico con las seis variables previamente establecidas. Se observan los asfaltos modificados PG 76E-16 y PG 70E-16 a temperaturas de mezclado de 168 °C, representando la temperatura de mezclado en una mezcla en caliente. Adicionalmente, se tienen los asfaltos modificados para mezclas tibias 20 y 30 °C por debajo de la temperatura base de una mezcla en caliente, es decir, 148 y 138 °C respectivamente. En el eje de las ordenadas del lado izquierdo se mide la resistencia a la tensión indirecta de los especímenes con y sin acondicionamiento. Igualmente, se mide el % TSR del lado derecho el cual es obtenido de la siguiente manera:

De acuerdo a los resultados obtenidos, se observa que la temperatura de compactación es un factor directamente proporcional a la capacidad de carga que soportan los especímenes. Es decir, conforme disminuye la temperatura de compactación, disminuye también el esfuerzo que realiza la prensa

para hacer fallar el espécimen. A pesar de este fenómeno, los % de TSR se encuentran por encima del 80% mínimo, lo que nos dice que el asfalto tienen buena cohesión, la interacción asfalto-agregado muestra buena adhesión y que en general los especímenes muestran buena respuesta ante el efecto de humedad.

Susceptibilidad a la deformación permanente (Rueda de Hamburgo)

La rueda cargada de Hamburgo es un equipo de laboratorio usado para medir la susceptibilidad a la deformación permanente y el daño por humedad de mezclas asfálticas. La prueba es un indicador de la susceptibilidad a la falla prematura debido a una estructura granular débil, a un asfalto con rigidez inadecuada, daño por humedad y falta de adherencia entre el agregado y el asfalto.^[13] En México, la prueba se realiza a 50 °C, 20,000 repeticiones de carga sobre los especímenes o 10 mm de deformación máxima permitida, la que ocurra primero.

En las Figuras 3 y 4 muestran la evolución de la deformación permanente conforme aumenta el número de pasadas sobre los especímenes. En la Figura 3 exclusivamente se muestran gráficas de deformación para asfaltos PG 70E-16 y PG 70E-16 + TB-3. Se realiza la misma comparativa como en la prueba de TSR, mezcla en caliente a 168 °C, mezcla tibia a 148 y 138 °C siendo todas temperaturas de mezclado. Como se observa en el gráfico, las mezclas tibias muestran deformaciones mayores que la mezcla en caliente. Esto se atribuye a la ganancia de rigidez que puede obtener el asfalto al calentarse 20 a 30 °C más, en comparación con el asfalto utilizado para mezclas tibias. Para determinar si el aditivo mejoraba o afectaba la deformación permanente, se evaluó una mezcla sin aditivo a temperaturas de mezclado de una mezcla tibia (138 °C). En la cual se observa que la deformación todavía es mayor al no adicionar el aditivo, por lo que el TB-3 mejora ligeramente la deformación permanente, pero no tiene la capacidad de sobre pasar la desventaja del aumento de vacíos. El comportamiento se repite para ambos asfaltos modificados, como se observa en las siguientes figuras:

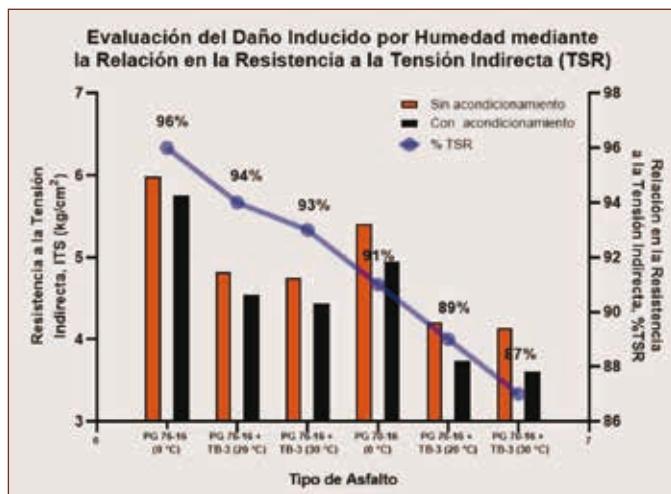


Figura 2. Resultados de la prueba de TSR.

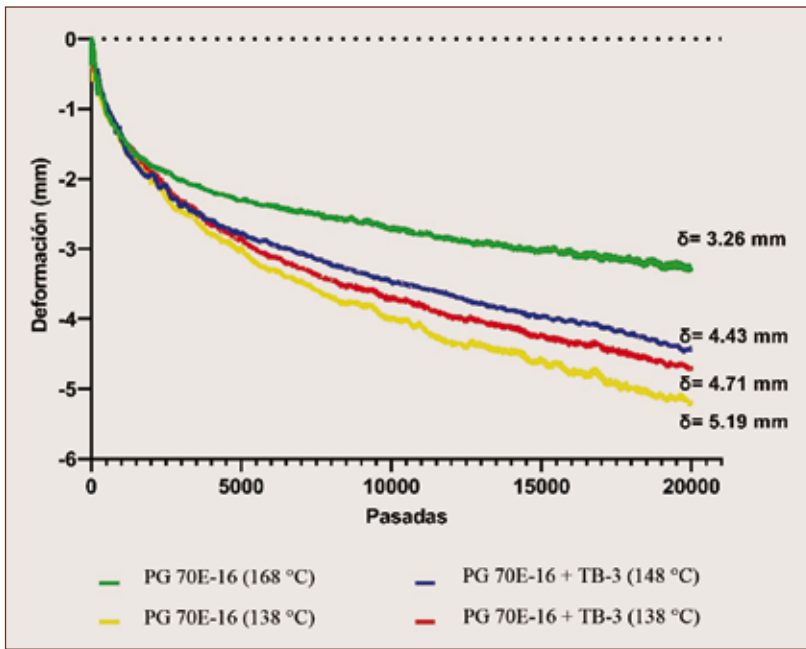


Figura 3. Gráficas de deformación permanente para asfaltos PG 70E-16 y PG 70E-16 + TB-3.

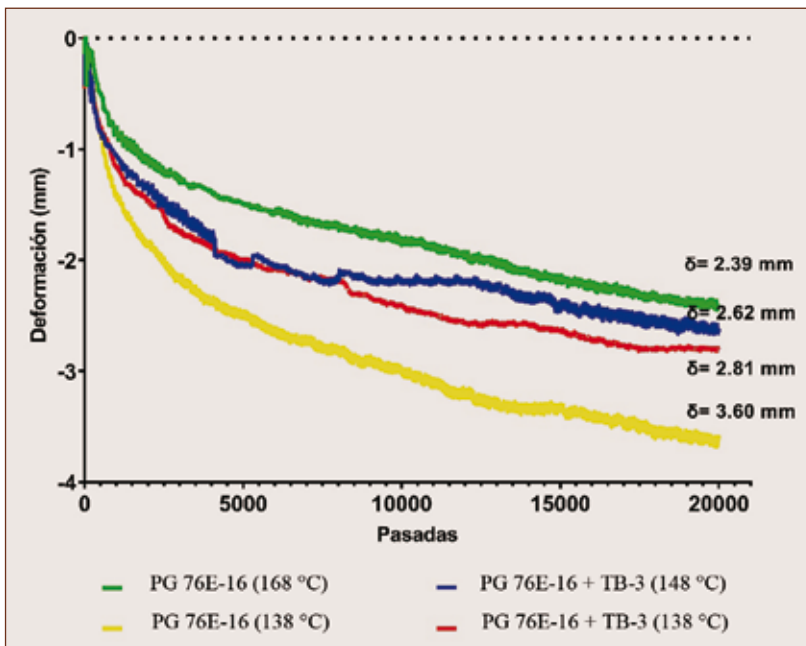


Figura 4. Gráficas de deformación permanente para asfaltos PG 76E-16 y PG 76E-16 + TB-3.

Módulo Dinámico

El módulo dinámico es una propiedad mecánica fundamental para el diseño de un pavimento asfáltico; esta propiedad define las propiedades visco-elásticas lineales de la mezcla asfáltica, en función de la temperatura y velocidad de aplicación de carga y es un parámetro de entrada en la guía de diseño empírico-mecanicista de pavimentos (MEPDG) 2002.

El módulo dinámico se determina en laboratorio mediante el procedimiento de prueba AASHTO T-342, por medio de ensayos de compresión axial en carga cíclica realizado a diferentes temperaturas y frecuencias. Las frecuencias representan la velocidad de operación de los vehículos y las temperaturas, a las que puede estar sujeto el pavimento. La variación de las propiedades dinámicas se da principalmente por el cambio de temperatura, un aumento de esta genera una disminución del módulo dinámico mientras que un aumento de la frecuencia de carga (menor tiempo de contacto) genera valores más altos de módulo dinámico.

Para la evaluación del módulo dinámico se elaboraron especímenes cilíndricos de 170.2 mm de altura por 150 mm de diámetro. Estos especímenes fueron mezclados a 168, 148 y 138 °C, respectivamente y compactados 10 °C por debajo de la temperatura de mezclado. Se utilizaron 125 giros para su compactación en el compactador giratorio y cada variable se elaboró por triplicado para garantizar la repetitividad de los resultados. Posteriormente, se extrajeron núcleos de 150 mm de altura por 100 mm de diámetro para garantizar el porcentaje de vacíos de $4.0 \pm 0.5\%$. Una vez que se tienen los núcleos se evalúan a las diferentes temperaturas y frecuencias de acuerdo a la propuesta del IMT, la cual consiste en ejecutar los ensayos de módulo dinámico en una prensa dinámica a temperaturas de

-10, 0, 20, 30 y 40 °C y frecuencias de 10, 5, 1, 0.5, 0.1 Hz, empezando de las temperaturas y frecuencias bajas a las altas.

El procesamiento de los valores de módulo dinámico a diferentes frecuencias y temperaturas se realiza mediante la construcción de la curva maestra. Para construirla se hace uso del principio de superposición tiempo-temperatura. Este principio es empleado para determinar las propiedades mecánicas dependientes de la temperatura de materiales visco-elásticos lineales de propiedades conocidas a una temperatura de referencia (normalmente 20 °C). El modelo utilizado para el ajuste de la curva maestra fue la ecuación general Sigmoidal, el modelo clásico para guía de diseño en Estados Unidos. En la Figura 5, se muestra la curva maestra para asfaltos modificados PG 70E-16 y PG 70E-16 + TB-3 con sus respectivas temperaturas de mezclado. En la cual observamos que la curva maestra de la mezcla en caliente se mantiene por encima de las curvas maestras de la mezcla tibia. Lo que nos dice que el módulo dinámico en las combinaciones propuestas por el IMT de frecuencia y temperatura será mayor en la mezcla en caliente que en la mezcla tibia. Esto principalmente se debe al envejecimiento a corto plazo que sufre el asfalto en el tambor mezclador al ser calentado de 20 a 30 °C más en la mezcla en caliente, rigidizando el ligante asfáltico y aumentando el módulo dinámico de la mezcla.

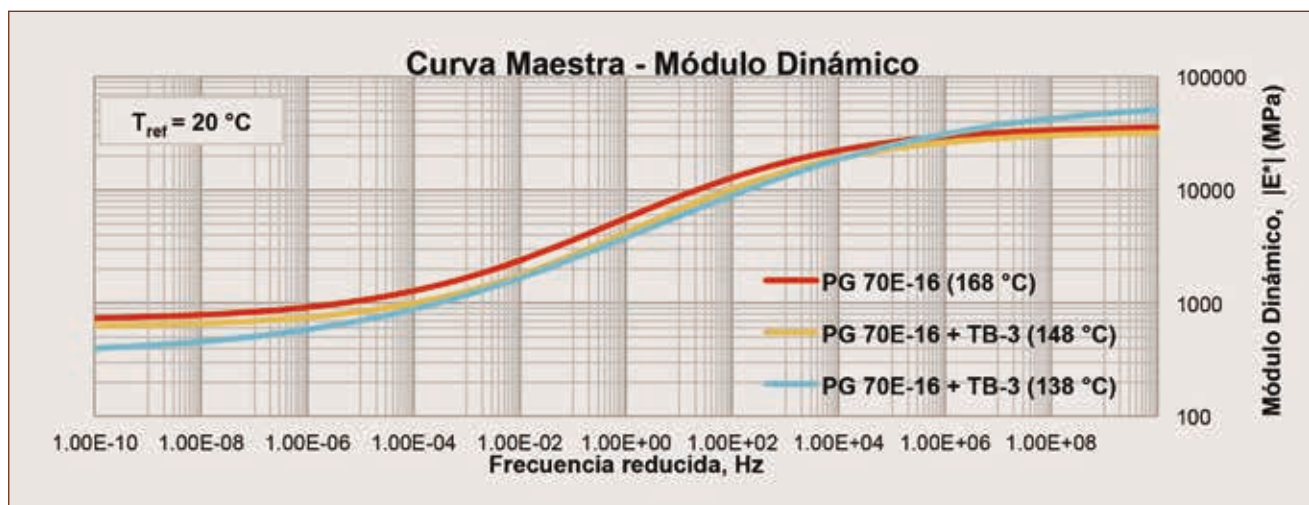


Figura 5. Curvas maestras para asfaltos modificados PG 70E-16 y PG 70E-16 +TB-3.

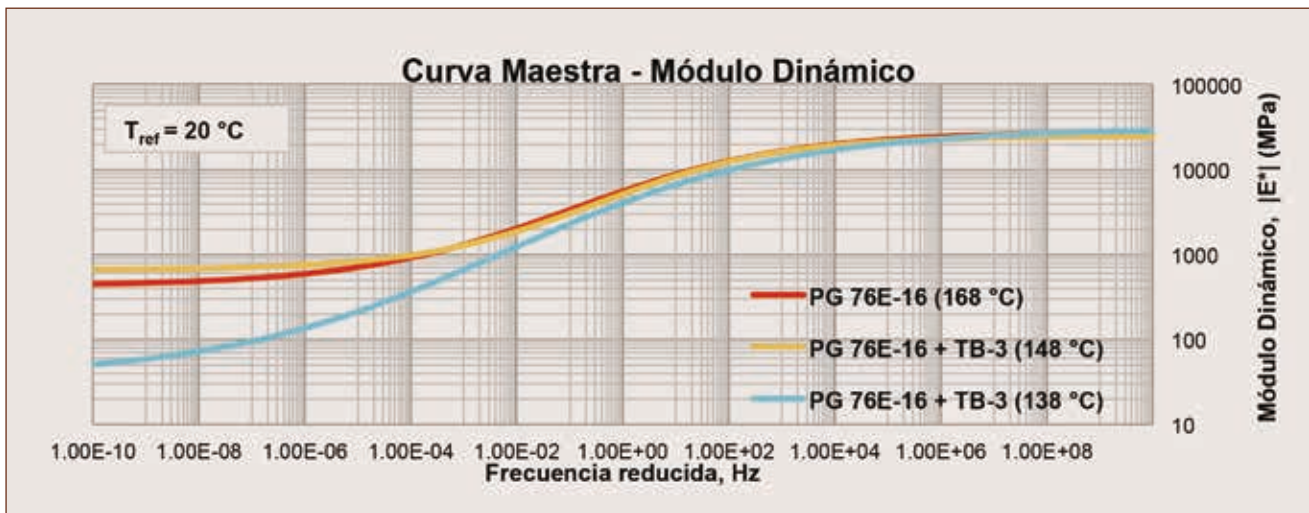


Figura 6. Curvas maestras para asfaltos modificados PG 76E-16 y PG 76E-16 +TB-3.

Un comportamiento similar se observa en la Figura 6, donde mayormente la curva maestra de la mezcla en caliente se mantiene por encima de las curvas maestras de la mezcla tibia.

El módulo dinámico de una mezcla asfáltica a 20 °C y 10 Hz es el parámetro de entrada para los métodos de diseño que usamos en México. En la Figura 7, se muestran los valores obtenidos para las diferentes variables en estudio, donde se observa nuevamente un módulo dinámico superior para las

mezclas en caliente en comparación con las mezclas en tibia. Lo que muestra una relación directamente proporcional en la temperatura de compactación y el módulo dinámico. Sin embargo, es importante aclarar que no necesariamente un mayor módulo dinámico significa una mayor vida de diseño o desempeño. Para ello se deben evaluar tanto propiedades de deformación como de fatiga para obtener un criterio más acertado.

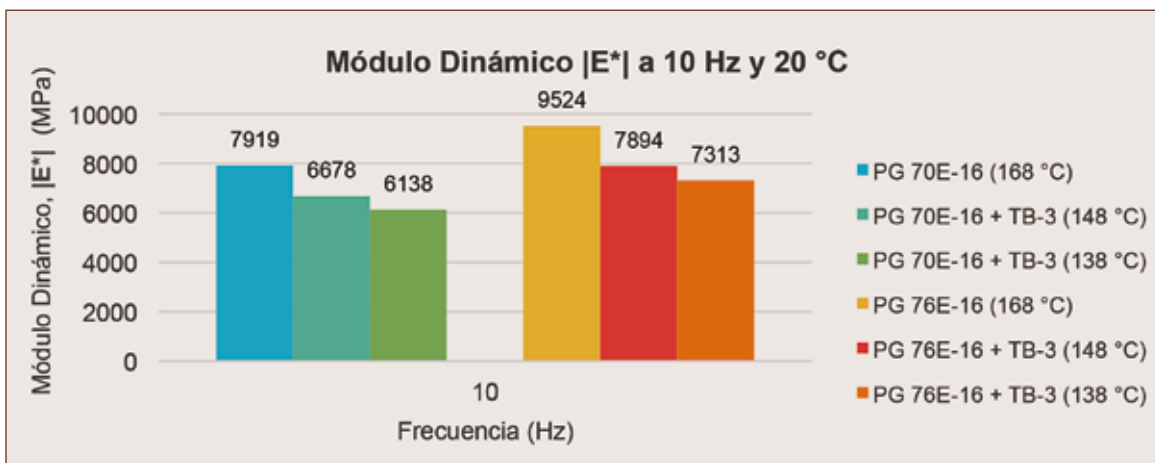


Figura 7. Parámetros de entrada para el diseño.



Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.

www.amaac.org.mx

PRÓXIMAMENTE:

VII SEMINARIO INTERNACIONAL DEL ASFALTO

Agosto 2022. León, Guanajuato

@AMAACmx



#AMAACdigital

Fatiga

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

La prueba a fatiga se realizó de acuerdo al procedimiento de prueba AASHTO T-321, bajo deformación controlada, tres niveles de micro-deformación: 300, 450 y 600, y a una temperatura constante de 20 °C con 120 minutos previos de acondicionamiento. En total, se obtuvieron seis tipos de mezcla con tres pruebas de fatiga para cada variable. Por otra parte, el criterio de falla se determinó cuando la probeta pierde el 50% de su módulo de rigidez inicial (criterio clásico). En la Tabla 3, se observan los ciclos a la falla a diferentes micro-deformaciones para los asfaltos PG 70E-16 y PG 70E-16 + TB-3.

Tabla 3. Número de ciclos a la falla por fatiga para asfaltos PG 70E-16 y PG 70E-16 + TB-3

Deformación (ms)	PG 70E-16 (158 °C)	PG 70E-16 + TB-3 (138 °C)	PG 70E-16 + TB-3 (128 °C)
600	194,008	374,442	209,688
450	793,686	1,705,907	1,000,787
300	2,201,981	4,944,206	2,752,476

Una vez que se obtuvieron los ciclos a la falla, se construye en una gráfica logarítmica una ley de fatiga para cada una de las mezclas asfálticas examinadas, como se observa en la Figura 8. En dicha figura, podemos observar que las leyes de fatiga de las mezclas tibias están por encima de la ley de fatiga de la

mezcla en caliente. Lo que nos dice que, a un mismo valor de deformación unitaria, las mezclas en tibio resistirán un mayor número de ciclos de carga antes de fallar por fatiga, en comparación con la mezcla asfáltica en caliente.

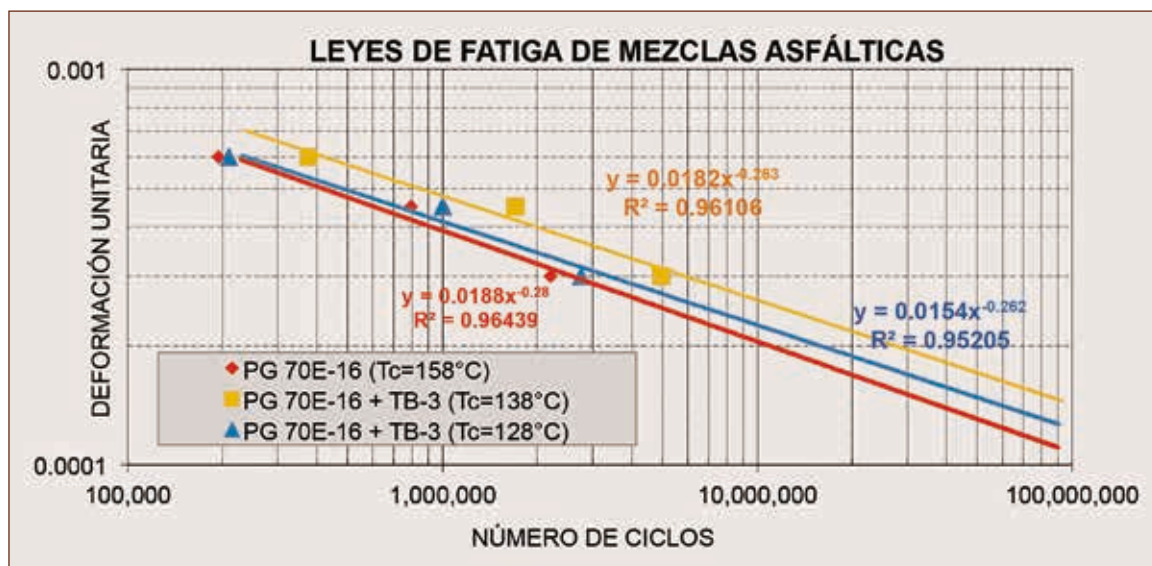


Figura 8. Leyes de fatiga para asfaltos PG 70E-16 y PG 70E-16 + TB-3.

De acuerdo a la Figura 8, el aumento en el número de ciclos realmente se percibe en la mezcla tibia a una temperatura de compactación de 138 °C (línea amarilla). En la que se observa un aumento en la vida fatiga de 2.0-2.5 veces en comparación a la mezcla en caliente (línea roja). En contraste, a una temperatura de compactación de 138 °C (línea azul), la mezcla tibia prácticamente tiene un comportamiento similar a la mezcla en caliente y, por consiguiente, no se observa un beneficio mayor al emplear el aditivo en la vida fatiga de la misma. De la misma manera, se observa un comportamiento muy similar para los asfaltos PG 76E-16 y PG 76E-16 + TB-3.

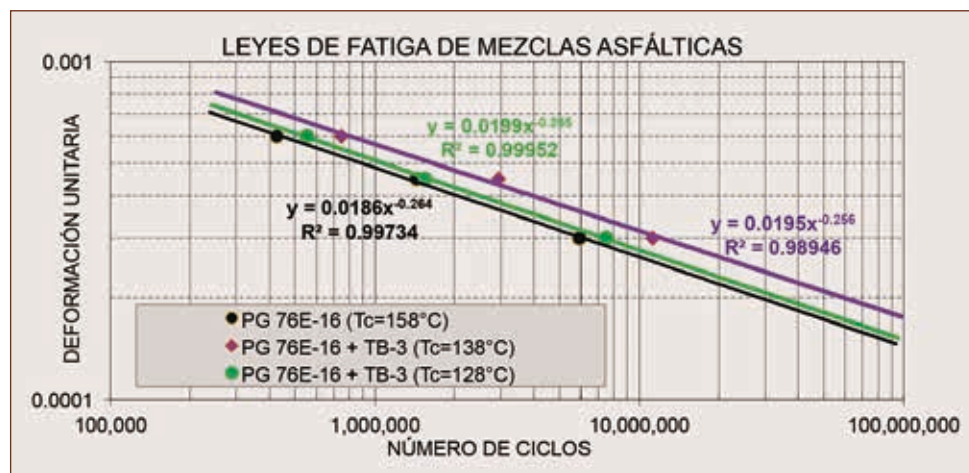



Figura 9. Leyes de fatiga para asfaltos PG 76E-16 y PG 76E-16 + TB-3.

Tabla 4. Número de ciclos a la falla por fatiga para asfaltos PG 76E-16 y PG 76E-16 + TB-3

Deformación (ms)	PG 76E-16 (158 °C)	PG 76E-16 + TB-3 (138 °C)	PG 76E-16 + TB-3 (128 °C)
600	446,023	948,293	532,497
450	1,330,360	2,732,550	1,547,128
300	5,929,041	11,223,640	7,470,961

Conclusiones

La durabilidad de los pavimentos en México ha sido uno de los temas más desafiantes para el sector de la construcción en los últimos años. El crecimiento exponencial de vehículos, la sobrecarga transitada y la insuficiencia en los espesores son algunos de los factores que han reducido progresivamente la vida útil de nuestros caminos. Para ello, los resultados de esta investigación ofrecen el sustento técnico que comprueba el aumento de la vida útil de un pavimento flexible al utilizar la tecnología de una mezcla asfáltica en tibio. De acuerdo a los resultados obtenidos, una mezcla asfáltica en tibio a una temperatura de compactación 20 °C por debajo de la temperatura convencional, incrementa su

vida fatiga de 2.0 a 2.5 veces en comparación con una mezcla asfáltica en caliente; lo cual demuestra la veracidad de la hipótesis planteada. Adicionalmente, una mezcla asfáltica en tibio ofrece beneficios como: reducción en emisiones contaminantes, ahorro en combustible, mayor seguridad para los trabajadores y un aumento en el número de repeticiones de carga antes de fallar por fatiga. En conclusión, las mezclas asfálticas en tibio tienen la capacidad estructural y el sustento técnico para aplicarse en el país. 

¿Quieres profundizar?

- [1] IPCC, 2013 “Resumen para responsables de políticas. En: *Cambio Climático 2013: Bases físicas. Contribución del Grupo de Trabajo I al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*” [Stocker, T.F. D.Qin, G-K. Plattner, M.Tignor, S.K. Anñem, J. Boschung, A.Nauels, Y. Xia, V.Bex y P.M. Midgley (eds.)] Cambridge University Press, Cambridge, Reino Unido y Nueva York, NY, Estados Unidos de América.
- [2] Wang T. Lee I-S, Harvey J., Kendall, Lee E.B. and Kim C (2012) *UCPRC Life Cycle Assessment Methodol* [1] Jones, D.,Wu, R., Tsai, B.-W., and Harvey, J. T. (2011). Warm mix asphalt study: Test track construction and first level analysis of phase 3a hvs and laboratory testing. (mix design 1). *International Journal of Pavement Research and Technology*.
- [2] Tutu, K. A., & Tuffour, Y. A. (2016). Warm-mix asphalt and pavement sustainability: A review. *Open Journal of Civil Engineering*, 06(02), 84–93. <https://doi.org/10.4236/ojce.2016.62008>.
- [3] Alnadish, A. M., Aman, M. Y., Katman, H. Y., & Ibrahim, M. R. (2021). Characteristics of warm mix asphalt incorporating coarse steel slag aggregates. *Applied Sciences*, 11(8), 3708. <https://doi.org/10.3390/app11083708>.
- [4] Cheraghian, G., Cannone Falchetto, A., You, Z., Chen, S., Kim, Y. S., Westerhoff, J., Moon, K. H., & Wistuba, M. P. (2020). Warm mix asphalt technology: An up to date review. *Journal of Cleaner Production*, 268, 122128. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.122128>
- [5] Young, T.J. *Energy Conservation in Hot-Mix Asphalt Production*; National Asphalt Pavement Association: Lanham, MD, USA, 2007.
- [6] Olard, F.; Le Noan, C.; Beduneau, E.; Romier, A. Low energy asphalts for sustainable road construction. In *Proceedings of the 4th Eurasphalt and Eurobitume Congress*, Copenhagen, Denmark, 21–23 May 2008
- [7] Cheraghian, G.; Wistuba, M.P. Ultraviolet aging study on bitumen modified by a composite of clay and fumed silica nanoparticles. *Sci. Rep.* 2020, 10, 1–17.
- [8] Behnood, A.; Ameri, M. Experimental investigation of stone matrix asphalt mixtures containing steel slag. *Sci. Iranica* 2012, 19, 1214–1219.
- [9] National Asphalt Paving Association (NAPA) (2009) *Black and Green: Sustainable Asphalt, Now and Tomorrow*. Special Report Number 200. National Asphalt Paving Association, Lanham. http://www.hotmix.org/images/stories/sustainability_report_2009.pdf
- [10] European Asphalt Pavement Association (EAPA) (2010) *EAPA Position Paper on the Use of Warm Mix Asphalt*. http://www.eapa.org/usr_img/position_paper/the_use_of_warm_mix_asphalt_january_2010.pdf
- [11] Croteau, J.-M. and Tessier, B. (2008) *Warm Mix Asphalt Paving Technologies: A Road Builder's Perspective*. <http://www.colascanada.ca/uploads/colascanada/File/expertise/WarmMixAsphaltPavingTechnologies.pdf>
- [12] D'Angelo, J., Harm, E., Bartoszek, J., Baumgardner, G., Corrigan, M., Cowsert, J., Harman, T., Jamshidi, M., Jones, W. Newcomb, D., Prowell, B., Sines, R. and Yeaton, B. (2008) *Warm-Mix Asphalt: European Practice*. International Technology Scanning Program, Federal Highway Administration. Report No. FHWA-PL-08-007. www.international.fhwa.dot.gov
- [13] Yildirim, C., Smit, A. F., and Little., D. (2007). *Hamburg wheel tracking database analysis*. Texas Department of Transportation, Austin, Texas, Report No. FHWA/TX-05/0-1707-7. <http://www.txdot.gov/initialcasestudies/energyconsumptionandghgemissionsforpavementpreservation.htm>
- [3] IPCC, 2021: Summary for Policymakers. In: *Climate Change 2021: The Physical Science Basis*. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Masson-Delmotte, V., P. Zhai, A. Pirani, S. L. Connors, C. Péan, S. Berger, N. Caud, Y. Chen, L. Goldfarb, M. I. Gomis, M. Huang, K. Leitzell, E. Lonnoy, J.B.R. Matthews, T. K. Maycock, T. Waterfield, O. Yelekçi, R. Yu and B. Zhou (eds.)]. Cambridge University Press. In Press.
- [4] Harvey J., Meijer J., Ozer Hasan, Al-Qadi I. L., Saboori, A. and Kendall, A (2016) *Pavement Life Cycle Assessment Framework*, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-HIF-16-014, Washington, DC.

VISE

ASFALTOS

Cambiando el
FUTURO



www.vise.com.mx

exitocliente@vise.com.mx | (477) 215 9000



GMC

- GRUPO MULTISERVICIOS PARA LA CONSTRUCCION -

PRODUCTOS

- ASFALTOS, MODIFICADOS Y EMULSIONES •
- SELLADORES DE PAVIMENTOS, GRIETAS Y BACHES •
- ESTABILIZADOR IÓNICO PARA SUELOS •
- DIÉSEL, COMBUSTÓLEO Y ALTERNO •

SERVICIOS

- TRANSPORTE DE PETROLÍFEROS •
- RENTA DE MAQUINARIA PARA CONSTRUCCIÓN •
- EQUIPOS PARA RIEGO DE SELLO / MICROAGLOMERADO •
- SISTEMA PARA BASES ECORED •



SOLUCIONES
ASFÁLTICA

SMEDT

OMNI

COCOPA

HELLOS

pelrien

VIAL

myecogas

DOCTOR
BACH

GRAVELOCK
Soil Consolidation Aid

ecored

CONTACTANDS



////// TRABAJAMOS CON LA CONVICCIÓN DE MEJORAR A NUESTRO MÉXICO ////

gmarca.com