Desarrollo de una mezcla asfáltica tibia bajo criterios técnicos y medioambientales

Desarrollo de una mezcla asfáltica tibia bajo criterios técnicos y medioambientales

Hugo Alexander Rondón Quintana
Wilmar Darío Fernández Gómez
Carlos Alfonso Zafra Mejía

ESPACIOS



UNIVERSIDAD DISTRITAL
FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS

UD Editorial

ESPACIOS

© Universidad Distrital Francisco José de Caldas
© Centro de Investigaciones y Desarrollo Científico
© Hugo Alexander Rondón Quintana, Wilmar Darío Fernández Gómez, Carlos Alfonso Zafra Mejía

Primera edición, abril de 2018
ISBN: 978-958-787-000-8

Dirección Sección de Publicaciones
Rubén Eliécer Carvajalino C.

Coordinación editorial
Miguel Fernando Niño Roa

Corrección de estilo
Andrés Fernando Solano Rodríguez

Diagramación
Lady Mireya Sánchez

Imagen de cubierta
Lady Mireya Sánchez

Editorial UD
Universidad Distrital Francisco José de Caldas
Carrera 24 No. 34-37
Teléfono: 3239300 ext. 6202
Correo electrónico: publicaciones@udistrital.edu.co

Rondón Quintana, Hugo Alexander
Desarrollo de una mezcla asfáltica tibia bajo criterios técnicos y medioambientales / Hugo Alexander Rondón Quintana, Wilmar Darío Fernández Gómez, Carlos Alfonso Zafra Mejía. -- Bogotá : Universidad Distrital Francisco José de Caldas, 2018.
120 páginas ; 24 cm. -- (Colección espacios)
ISBN 978-958-787-000-8
1. Asfalto - Aspectos ambientales 2. Pavimentos de asfalto 3. Mezclas de asfalto 4. Materiales de construcción 5. Construcción de carreteras I. Fernández Gómez, Wilmar Darío, autor II. Zafra Mejía, Carlos Alfonso, autor III. Tít. IV. Serie.
625.85 cd 22 ed.
A1591343

CEP-Banco de la República-Biblioteca Luis Ángel Arango

Todos los derechos reservados.
Esta obra no puede ser reproducida sin el permiso previo escrito de la Sección de Publicaciones de la Universidad Distrital.
Hecho en Colombia

Contenido

Introducción **13**

Planteamiento del problema y motivación 13

Objetivos de la investigación 17

Síntesis 17

Información general del proyecto 18

Antecedentes y estado del conocimiento **19**

Marco conceptual 19

Cemento asfáltico *19*

Cemento asfáltico modificado *38*

Agregados pétreos *43*

Concreto asfáltico *48*

Estado del conocimiento sobre mezclas WMA 56

Modificación del asfalto o de la mezcla asfáltica con aditivos *63*

Asfaltos espumados *65*

Contaminación ambiental asociada a los pavimentos 75

Metodología, resultados y análisis **77**

Caracterización de materiales 77

Agregados pétreos *77*

Cemento asfáltico *78*

Aditivo HUSIL *79*

Diseño de mezclas asfálticas de referencia 82

Ensayo Marshall sobre mezclas de referencia y modificadas con el aditivo 87

Fabricación de mezclas asfálticas tibias WMA 90

Ensayos de tracción indirecta 90

Ensayos de caracterización dinámica 91

Módulo resiliente *91*

Deformación permanente *94*

Mezcla asfáltica tibia fabricada en planta de asfalto 96

Conclusiones **99**

Referencias **101**

Lista de tablas

Tabla 1. Estado de la red vial nacional primaria 15
Tabla 2. Clasificación del CA por viscosidad 19
Tabla 3. Requisitos mínimos de calidad del CA (Invías, 2013, art. 400) 20
Tabla 4. Requisitos mínimos de calidad del CA (IDU, 2011, art. 200) 22
Tabla 5. Requisitos mínimos de calidad del CA modificado 40
Tabla 6. Granulometría de mezclas de concreto asfáltico 49
Tabla 7. Caracterización de los agregados para mezclas MDC, MSC, MG 50
Tabla 8. Caracterización de los agregados para mezclas MAM 51
Tabla 9. Criterios para diseño de concreto asfáltico Invías (ensayo Marshall) 53
Tabla 10. Criterios para diseño de concreto asfáltico IDU (ensayo Marshall) 53
Tabla 11. Recomendación de utilización de concreto asfáltico según espesor y tipo de capa 55
Tabla 12. Requerimiento de especímenes para WMA 71
Tabla 13. Valores mínimos de número de flujo para WMA 74
Tabla 14. Caracterización del agregado pétreo 77
Tabla 15. Características generales del CA 60-70 78
Tabla 16. Caracterización del CA 60-70 modificado con HUSIL 79
Tabla 17. Caracterización reológica del asfalto CA 60-70 81
Tabla 18. Caracterización reológica del asfalto modificado (HUSIL/CA=1%) 82
Tabla 19. Granulometría agregados pétreos para la fabricación de las mezclas 82
Tabla 20. Distribución de masas de asfalto y agregados pétreos para mezcla MDC-10 83
Tabla 21. Distribución de masas de asfalto y agregados pétreos para mezcla MDC-19 84
Tabla 22. Distribución de masas de asfalto y agregados pétreos para mezcla MDC-25 84
Tabla 23. Resumen del ensayo Marshall ejecutado sobre la mezcla MDC-10 85
Tabla 24. Resumen del ensayo Marshall ejecutado sobre la mezcla MDC-19 85
Tabla 25. Resumen del ensayo Marshall ejecutado sobre la mezcla MDC-25 85
Tabla 26. Resultados ensayo de resistencia a la tracción indirecta 90
Tabla 27. Resumen del ensayo Marshall ejecutado sobre las mezclas MDC-19 y WMA-19 97

Lista de figuras

Figura 1. Penetrómetro 20
Figura 2. Evolución de la viscosidad con la temperatura 24
Figura 3. Viscosímetro rotacional 25
Figura 4. Aparato de anillo y bola 29
Figura 5. Ductilímetro 29
Figura 6. Copa abierta de Cleveland 30
Figura 7. Horno RTFOT 32
Figura 8. PAV 32
Figura 9. Reómetro dinámico de corte – DSR de la Pontificia Universidad Javeriana 33
Figura 10. Muestra para el ensayo DSR 33
Figura 11. Ángulo de fase 34
Figura 12. Reómetro de viga en flexión – BBR 34
Figura 13. Muestra para el ensayo BBR 35
Figura 14. Equipo DDT 36
Figura 15. Nomograma de Van der Poel (Shell, 1978) 37
Figura 16. Estructura físico-química del asfalto, esquema coloidal de Pfeifer 37
Figua 17. Agregados pétreos 43
Figura 18. Máquina de Los Ángeles 45
Figura 19. Micro-Deval 45
Figura 20. Calibrador de partículas alargadas y aplanadas 46
Figura 21. Cazuela de Casagrande (izquierda) y método de los rollitos (derecha) 48
Figura 22. Aparato Marshall 52
Figura 23. Tecnologías y ventajas medioambientales para la producción de mezclas asfálticas 57
Figura 24. Mezcladoras mecánicas 69
Figura 25. Agitador mecánico 70
Figura 26. Equipo para espumar asfalto en el laboratorio 70
Figura 27. Equipo AMPT 74
Figura 28. Pista viaria para la simulación de material en suspensión 76

Figura 29. Asfalto modificado con HUSIL/CA=1%
Antes y durante el proceso de espumado 79
Figura 30. Penetración (ASTM D-5, 25 °C, 100 g, 5 s) con HUSIL/CA 80
Figura 31. Punto de ablandamiento (ASTM D-36-95) con HUSIL/CA 80
Figura 32. Resultados del ensayo Marshall para mezclas
MDC-10, MDC-19, MDC-25 86
Figura 33. Influencia de la temperatura en el ensayo Marshall
sobre la mezcla asfáltica de control MDC-10 (HUSIL/CA=0%)
y las modificadas (HUSIL/CA=1%, 2%, 3%) 88
Figura 34. Influencia de la temperatura en el ensayo Marshall
sobre la mezcla asfáltica de control 88
Figura 35. Influencia de la temperatura en el ensayo Marshall
sobre la mezcla asfáltica de control MDC-25 (HUSIL/CA=0%)
y las modificadas (HUSIL/CA=1%, 2%, 3%) 89
Figura 36. Módulo resiliente mezcla MDC-10 92
Figura 37. Módulo resiliente mezcla MDC-19 92
Figura 38. Módulo resiliente mezcla MDC-10 93
Figura 39. Deformación permanente (MDC-10 y WMA-10) 94
Figura 40. Deformación permanente (MDC-19 y WMA-19) 95
Figura 41. Deformación permanente (MDC-25 y WMA-25) 95
Figura 42. Planta de asfalto CONCRESCOL S.A. 96
Figura 43. Módulo resiliente 98
Figura 44. Deformación permanente 98

Introducción

Planteamiento del problema y motivación

De acuerdo con la Asociación de Productores y Pavimentadores Asfálticos de Colombia (Asopac) (2004), la mayor parte de las estructuras que se diseñan y construyen en Colombia y el mundo son flexibles o cuentan con rodaduras y superficies construidas con capas asfálticas, según ellos, más del 90 % de las vías en el mundo están construidas con este tipo de pavimento; asimismo, la mayor parte de las mezclas que se utilizan en el mundo para conformar estas capas en este tipo de estructuras viales son las denominadas concreto asfáltico o mezclas del tipo denso y en caliente (MDC, MSC, MGC o MAM de acuerdo con las especificaciones colombianas del Instituto Nacional de Vías (Invías) (2013) o internacionalmente conocidas como HMA, por sus siglas en inglés). Estas mezclas se caracterizan por presentar un bajo contenido de vacíos con aire —entre 3 % y 9 % por lo general—, son premezcladas y comúnmente bien diseñadas y fabricadas, a su vez poseen una alta resistencia mecánica, durabilidad y un buen comportamiento *in situ*. Adicionalmente pueden ser utilizadas para conformar cualquier subcapa dentro de la capa asfáltica (rodadura, base intermedia o base asfáltica). A pesar de lo anterior, este tipo de mezcla presenta como principal limitación que tienen que ser fabricadas —en las plantas de asfalto— y construidas —en el lugar— a muy alta temperatura (fabricación entre 140 °C y 190 °C y compactación *in situ* entre 120 °C y 170 °C), generando emisiones a la atmósfera de sus componentes volátiles y por ende contaminación al medio ambiente, la cual se incrementa adicionalmente por la energía que se necesita para calentar los materiales necesarios para su fabricación (agregados pétreos, cemento asfáltico y aditivos).

En la década de los 50 aparecen como alternativa de solución al problema mencionado, la tecnología de las mezclas asfálticas en frío. Este tipo de composiciones utilizan casi siempre como ligantes las emulsiones asfálticas o los asfaltos espumados, son fabricadas a temperaturas que oscilan entre 40 °C y 80 °C, se extienden y compactan *in situ* a la temperatura ambiente, generando una afectación casi nula al medio ambiente; a pesar de esto y por lo general, este tipo de mezclas experimentan menor resistencia bajo carga monotónica y cíclica, menor resistencia al daño por humedad y al envejecimiento —durabilidad— que las mezclas en caliente, incrementando el costo a largo plazo de las estructuras viales que conforman por necesitar mayores mantenimientos periódicos.

A finales de la década de los 90 aparece, principalmente en Alemania, una nueva alternativa y tecnología que intenta combinar las ventajas técnicas, económicas y ambientales que presentan las mezclas en caliente y en frío. Esta tecnología internacionalmente denominada como mezcla asfáltica tibia es conocida en el mundo como mezcla WMA (por sus siglas en inglés) y es aquella que mediante el uso de diferentes técnicas, logra reducir las temperaturas de mezclado y compactación de una mezcla asfáltica caliente sin alterar demasiado la calidad de la mezcla asfáltica resultante. El principal objetivo de esta tecnología es desarrollar un tipo de mezcla asfáltica amigable con el medio ambiente que sea de alta resistencia y durabilidad. Para tal fin, diversos aditivos y procesos son utilizados para fabricarlas (v*er apartado Estado del conocimiento sobre mezclas WMA*).

Los grupos de investigación Topovial y Centro de Estudios en Pavimentos y Materiales Sostenibles de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas, han desarrollado diversas investigaciones en el área de los asfaltos y las mezclas asfálticas modificadas —la producción investigativa puede ser consultada en el GrupLac del Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación (Colciencias) —. En especial, se han ejecutado estudios tendientes a evaluar los comportamientos que experimentan diferentes mezclas asfálticas modificadas con desechos poliméricos; en uno de esos estudios, los integrantes del grupo encontraron un aditivo que puede ser utilizado para la fabricación de mezclas tibias el cual será denominado en adelante como HUSIL. El nombre técnico-comercial del aditivo y las características químicas no se darán a conocer porque se prevé un posible desarrollo tecnológico o secreto industrial. El aditivo espuma los asfaltos colombianos a aproximadamente 80 °C, lo que lo hace ideal para disminuir la temperatura de fabricación al facilitar el recubrimiento del asfalto con los agregados pétreos. Sin embargo, para recomendar su utilización a escala industrial es necesario ejecutar pruebas de caracterización bajo carga monotónica y dinámica (módulo resiliente, deformación permanente), evaluación reológica de resistencia al envejecimiento y al daño por humedad a nivel de laboratorio e *in situ*. Aclarando que en el presente estudio se realizaron pruebas a nivel de laboratorio.

A continuación enunciamos algunos ítems adicionales que resaltan la necesidad de estudiar y profundizar sobre el tema de la presente investigación en Colombia:

- El conocimiento en Colombia sobre el tema de mezclas asfálticas tibias es escaso debido principalmente a la falta de equipos apropiados para llevar a cabo mediciones en campo y en laboratorio, y al insuficiente presupuesto destinado para actividades de investigación.
- Por la cantidad de carreteras en el país, que de acuerdo al Ministerio de Transporte (2010) se establecen en:

> La red de carreteras del país, está constituida por aproximadamente 164 mil kilómetros, distribuida en 16.776 de red primaria a cargo de la nación, de los cuales son 13.296 km a cargo del Instituto Nacional de Vías y 3.380 km concesionados; 147.500 km entre red secundaria y terciaria repartidos así: 72.761 km a cargo de los departamentos, 34.918 a cargo de los municipios, 27.577 del Instituto Nacional de Vías, y 12.251 km de los privados. (p. 47)

- El Invías actualiza permanentemente el estado de la red vial a su cargo, clasificándola en vías pavimentadas y no pavimentadas. En la tabla 1 se presenta el estado de la red vial nacional primaria a cargo del Invías a junio de 2014, allí se puede observar que gran parte de la malla vial primaria pavimentada y en afirmado, a cargo del Invías, se encuentra en mal y regular estado (44,19% y 82,15% respectivamente). A lo anterior se debe sumar que, del total de la red vial nacional a cargo del Invías, aproximadamente el 23,5% aún no ha sido pavimentado y, de acuerdo al Ministerio de Transporte (2008): "la red secundaria y terciaria presenta un estado crítico y paulatinamente ha venido deteriorándose por la carencia de mantenimiento debido a los bajos recursos de que disponen los departamentos y la Nación para inversión en infraestructura vial".

Tabla 1. Estado de la red vial nacional primaria

Red pavimentada					
Estado	**MB**	**B**	**R**	**M**	**MM**
Longitud [km]	1837,16	3020,66	2530,24	1253,04	63,97
Porcentaje [%]	21,1	34,7	29,07	14,39	0,73
Red afirmada					
Estado	**MB**	**B**	**R**	**M**	**MM**
Longitud [km]	90,82	376,66	988,21	1003,43	159,74
Porcentaje [%]	3,47	14,38	37,73	38,32	6,10
Red total					
Estado	**MB**	**B**	**R**	**M**	**MM**
Longitud [km]	1927,98	3397,32	3518,45	2256,47	223,71
Porcentaje [%]	13,03	30,00	31,07	19,93	1,98

MB: muy buena; B: buena; R: regular; M: mal; MM: muy mal.

- De acuerdo con el Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) (2013), el 29,7% de la malla vial arterial de Bogotá (24% de la red total) se encuentra en regular y mal estado, para el caso de la malla vial intermedia (21% de la red total) y local (55% de la red total) están en regular y mal estado el 45,66% y 79,25% respectivamente.

- Las fuentes difusas de contaminación (i.e. no puntuales) han sido identificadas como una de las mayores causas de deterioro de los cuerpos hídricos y de la calidad del aire. Por ejemplo, la escorrentía vial urbana ha sido citada como la segunda causa más frecuente de contaminación después de la agricultura, en los corredores fluviales urbanos es la más significativa (WPCF, 1986). En este sentido, la experiencia en la gestión de la contaminación superficial en áreas urbanas ha evidenciado una relación directa entre el modelo de crecimiento y las cargas contaminantes vertidas en los sistemas de drenaje y los cuerpos de agua, y las enviadas a la atmósfera. Como es sabido, las superficies viales representan solo una pequeña parte del paisaje urbano, no obstante, el aumento de su área superficial impermeable contribuye con significativas cargas de contaminantes —por ejemplo, metales pesados— durante los eventos de lluvia (Ball, Jenks y Aubourg, 1998; Bian y Zhu, 2009). Adicionalmente, los sedimentos viales (partículas desprendidas del pavimento) pueden afectar la calidad del aire del entorno (i.e. PM10) cuando son suspendidas por el viento y la turbulencia inducida por el tráfico (Constantini y Demetra, 2005; Amato *et al.*, 2012). Por lo tanto, el estudio de la composición de los nuevos asfaltos modificados es de interés creciente debido a sus efectos tóxicos, a la limpieza gradual de las fuentes puntuales de contaminación y a la cantidad de contaminantes descargados en los sistemas acuáticos y en la atmósfera.
- En Colombia, la tendencia del parque automotor en los últimos 30 años ha sido incrementar en número y magnitud de cargas. El promedio de crecimiento anual del tránsito en los últimos años y la tasa anual promedio de crecimiento de la capacidad instalada de carga de acuerdo con el Ministerio de Transporte (2004, 2006) ha sido del 4,6% y 5,08% respectivamente. En Colombia la movilización de carga por las vías nacionales —uno de los indicadores más importantes que muestra el crecimiento de la economía de un país—, expresada en miles de toneladas, creció entre 1991 y 2003 en 42.107 (Ministerio de Transporte, 2006). La tasa de crecimiento anual de movilización de productos del sector agrícola, manufacturero, minero y pecuario ascendió en 5,47%, 14,82%, 19,11% y 4,88% respectivamente. Entre el año 2003 y 2009 la carga movilizada por carretera creció, en miles de toneladas, desde 73.034 hasta 177.057 (Ministerio de Transporte, 2010), lo que genera en las capas del pavimento mayores magnitudes de esfuerzo y deformación. Estos mayores niveles de carga deben ser contrarrestados con materiales más durables en las estructuras viales.
- La máxima velocidad de circulación por vías nacionales de 120 km/h establecida en la Ley 1383 de 2010 disminuyó a 100 km/h debido a los efectos invernales ocurridos entre el 2010 y 2011, al mal estado de las vías, obras de drenaje y estructuras de contención de laderas.
- De acuerdo con reportes del Banco Mundial en el año 2004, Colombia es uno de los países del mundo con mayor atraso en infraestructura vial. Entre las causas de la crisis vial se identifican entre otras: falta de recursos, desconocimiento del comportamiento de materiales, demoras excesivas en la terminación de contratos, topografía adversa, planeación equívoca, corrupción, falencias en la

interventoría, deficiencia de materiales para construcción de pavimentos, continuo aumento de los límites legales de carga, inexistencia de apoyo por parte de la administración vial a la investigación y al desarrollo tecnológico.

- Según Sabogal (2001):

> la densidad de carreteras pavimentadas en Colombia con 0,013 km/km^2 es una de las más bajas de América, la longitud de carreteras de 4 o más carriles (270 km) es la menor entre países de similares niveles de tránsito y desarrollo económico, la baja densidad de longitud de carreteras pavimentadas por cada mil habitantes (0,34 km) coloca a Colombia en uno de los últimos lugares del continente, la tasa de mortalidad en accidentes de tránsito (152 por cada millón de habitantes) indica la escasa seguridad en las vías del país, los límites legales de carga por eje y total vehicular son los más altos del continente y se encuentran entre los más generosos del mundo, y las tendencias hacia las sobrecargas por parte de los transportadores son altas, en general cercanas a 30% cuando no hay operativos de control.

Objetivos de la investigación

General:

- Evaluar la respuesta físico-mecánica y reológica que experimenta una mezcla asfáltica tibia desarrollada en laboratorio, empleando un aditivo líquido denominado HUSIL.

Específicos:

- Profundizar en el estado del conocimiento del tema propuesto.
- Realizar la caracterización reológica de un cemento asfáltico modificado con HUSIL.
- Realizar la caracterización dinámica de la mezcla asfáltica tibia desarrollada mediante la modificación de un cemento asfáltico con HUSIL.
- Medir la resistencia al envejecimiento y al daño por humedad que experimenta la mezcla asfáltica desarrollada.
- Elaborar documentos para publicación, discusión y divulgación de los resultados.

Síntesis

El presente proyecto de investigación contempló el desarrollo de una tecnología para la producción de una mezcla asfáltica amigable con el medio ambiente, que experimente adicionalmente *in situ*, propiedades reológicas, mecánicas y de durabilidad similares o superiores a las de mezclas tradicionales fabricadas en caliente a altas temperaturas. En el mundo a este tipo de mezclas se les denomina Mezclas Asfálticas Tibias (WMA). A través de la modificación por vía húmeda de un cemento asfáltico (tipo CA 60-70 fabricado por la Empresa Colombiana de Petróleos S.A. (Ecopetrol)) con un aditivo ampliamente trabajado por el grupo de investigación y desconocido por los productores de asfaltos (denominado HUSIL), se modificaron las característi-

cas de viscosidad y trabajabilidad del material base (cemento asfáltico) al espumarlo; lo anterior con el fin de poder mezclarlo en las plantas de asfaltos con el agregado pétreo a temperaturas más bajas, produciendo así una mezcla asfáltica que disminuya las emisiones contaminantes a la atmósfera y el uso de energía durante los procesos de fabricación. El proyecto evaluó el comportamiento que experimentó la mezcla desarrollada cuando fue sometida a cargas monotónicas, dinámicas y al daño por humedad. Adicionalmente se evaluó la respuesta reológica que experimenta el asfalto cuando se modifica con el aditivo. Las mezclas asfálticas ensayadas fueron fabricadas tanto en laboratorio como a escala real en una planta de asfalto.

En el segundo capítulo se presenta el marco conceptual y el estado del conocimiento reportado por los investigadores sobre el tema de estudio. El tercer capítulo presenta la metodología utilizada durante la ejecución del proyecto, los resultados y el análisis del estudio ejecutado. Después se presentan las conclusiones obtenidas y por último se citan las fuentes bibliográficas consultadas y referenciadas.

Información general del proyecto

Convocatoria	014-2013. Financiación de proyectos de investigación presentados por alianzas de grupos de investigación de una misma Facultad institucionalizados en el sistema de investigaciones de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas y reconocidos en el Sistema Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación (SCIENTI) dentro de la convocatoria 2012.
Título	Desarrollo de una mezcla asfáltica tibia bajo criterios técnicos y medioambientales.
Investigador principal	Hugo A. Rondón Quintana, Ph. D. – Universidad Distrital Francisco José de Caldas (UDFJC). Tel. (057) 3108687715, harondonq@udistrital.edu.co
Investigadores	Wilmar D. Fernández Gómez, c. Ph. D. – U. Distrital Francisco José de Caldas (UDFJC). Tel. (057) 3112427428, wfernandez@udistrital.edu.co Carlos Alfonso Zafra Mejía, Ph. D. - Universidad Distrital Francisco José de Caldas (UDFJC). Tel. (057) 3163735197, czafra@udistrital.edu.co
Dirección de correspondencia	Av. Circunvalar, Venado de Oro. Proyectos Curriculares de Ingeniería Topográfica e Ingeniería Ambiental.
Facultad	Medio Ambiente y Recursos Naturales.
Línea de investigación	Asfaltos y mezclas asfálticas; Tecnologías apropiadas e impacto ambiental.
Lugar de ejecución	Bogotá D.C.
Tipo de proyecto	Investigación básica, aplicada y de desarrollo tecnológico.
Grupos de investigación	Topovial, GIIAUD y Grupo de Estudios en Materiales, Pavimentos y Modelos.
Duración propuesta (meses)	12.
Costo total del proyecto	$ 99.989.184

Antecedentes y estado del conocimiento

Marco conceptual

El presente subcapítulo fue redactado teniendo como base el documento reportado y publicado por el investigador principal del presente estudio, el cual puede ser consultado en Rondón y Reyes (2015). Inicialmente se presenta la descripción de los componentes básicos que se emplean para la fabricación de mezclas asfálticas (cemento asfáltico convencional o modificado y agregados pétreos), para luego describir las mezclas de referencia utilizadas en la presente investigación (concreto asfáltico y tibias).

Cemento asfáltico

El cemento asfáltico se designa por las letras CA o AC (*Asphalt Cement* en un país anglosajón) y se clasifican, por lo general, de acuerdo a la consistencia evaluada a través de dos ensayos: penetración y viscosidad. Otra forma de clasificación, utilizada principalmente en países desarrollados, se realiza a través del grado de funcionamiento (PG, por sus siglas en inglés). En Colombia, a la fecha de realización del presente documento, los CA se clasifican de acuerdo con su penetración. Físicamente, los resultados de este ensayo pueden ser entendidos como la resistencia que experimenta el cemento asfáltico cuando se permite penetrar en él una aguja normalizada de 100 g de masa durante cinco segundos a una temperatura estándar (25 °C). Es decir, de manera directa mide la consistencia del CA y de manera indirecta evalúa su rigidez, entendiéndose que, bajo las mismas condiciones de ensayo, el CA más rígido será aquel en el cual la aguja traspase menos. Esta penetración se evalúa en mm/10, se mide en un penetrómetro (figura 1), y el procedimiento de ensayo puede ser consultado en la especificación INV. E-706-13 (ASTM D-5) del Invías (2013a). En otras latitudes, la clasificación del CA se realiza a través de su viscosidad (ver tabla 2). Para entender la tabla 2, CA 5 y CA 40 corresponden a una viscosidad de 500 ± 100 y 4000 ± 800 poises respectivamente, medidos a una temperatura de 60 °C. AR (por sus siglas en inglés) significa CA envejecido en horno de película delgada rotatorio (RTFOT, por sus siglas en inglés).

Tabla 2. Clasificación del CA por viscosidad

Especificación	Tipo de CA					
AASHTO M 226 y ASTM D 3381	CA-2.5	CA-5	CA-10	CA-20	CA-30	CA-40
	AR-10	AR-20	AR-40	AR-80	AR-120	AR-160

Las mezclas que se fabrican con CA como ligante son denominadas mezclas en caliente ya que se necesita calentarlo a altas temperaturas (entre 140 y 190 °C, por lo general) para poder adherirlo al agregado pétreo. A temperatura ambiente el CA es un material sólido viscoso que no puede adherirse al agregado pétreo.

En Colombia se exige la producción industrial de tres tipos de CA: CA 80-100 (mínimo PG 58-22), CA 60-70 (mínimo PG 64-22) y CA 40-50 (mínimo PG 64-22). El CA 80-100 como ligante de mezclas en caliente es utilizado en zonas con temperaturas medias anuales promedio (TMAP) inferiores a los 24 °C, y los CA 60-70 y CA 40-50 para temperaturas superiores a 24 °C. Con respecto al nivel de tránsito que deben soportar las mezclas en el pavimento, se recomienda, para el caso de altos volúmenes de tránsito, utilizar CA 60-70 o CA 40-50 para fabricar mezclas en caliente, independientemente de la temperatura de la zona.

Figura 1. Penetrómetro



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Los requisitos mínimos de calidad que deben cumplir los CA en Colombia, con el fin de ser utilizados como materiales para conformar mezclas asfálticas, se presentan en la tabla 3 (Invías, 2013, art. 400). Para el caso Bogotá, estos requisitos mínimos de calidad se controlan a través de las especificaciones del IDU (2011, art. 200) (ver tabla 4).

Tabla 3. Requisitos mínimos de calidad del CA (Invías, 2013, art. 400)

Ensayo	Método	Unidad	CA 40-50	CA 60-70	CA 80-100
Ensayos sobre el asfalto original (sin someter a procesos de envejecimiento)					
Penetración (25 °C, 100 g, 5 s).	INV.E-706, ASTM D-5	0,1 mm	40-50	60-70	80-100

Punto de ablandamiento.	INV. E-712, ASTM D-36-95	°C	52 - 58	48 - 54	45 - 52
Índice de penetración.	INV. E-724, NLT 181	-	-1,2 a +0.6	-1,2 a +0,6	-1,2 a +0,6
Viscosidad absoluta (60 °C).	INV. E-716, ASTM D-4402	P	2000 mín.	1500 mín.	1000 mín.
Ductilidad (25 °C, 5cm/min).	INV. E-702, ASTM D-113	cm	80 mín.	100 mín.	100 mín.
Solubilidad en tricloroetileno.	INV. E-713, ASTM D-2042	%	99 mín.	99 mín.	99 mín.
Contenido de agua.	INV. E-704, ASTM D-95	%	0,2 máx.	0,2 máx.	0,2 máx.
Punto de inflamación.	INV. E-709, ASTM D-92	°C	240 mín.	230 mín.	230 mín.
Contenido de parafinas.	INV. E-718, UNE-EN-12606	%	3 máx.	3 máx.	3 máx.
Ensayo	**Método**	**Unidad**	**CA 40-50**	**CA 60-70**	**CA 80-100**
Pruebas sobre el residuo después de ensayo de película delgada en horno rotatorio (RTFOT)					
Pérdida de masa.	INV. E-720, ASTM D-2872	%	0,8 máx.	0,8 máx.	1,0 máx.
Penetración al residuo luego de RTFOT en % de la penetración original.	INV. E-706, ASTM D-5	%	55 mín.	50 mín.	46 mín.
Incremento en el punto de ablandamiento después de RTFOT.	INV. E-712, ASTM D 36-95	°C	8 máx.	9 máx.	9 máx.
Relación de viscosidad a 60 °C después y antes de RTFOT.	INV. E-716, ASTM D-4402	°C	4 máx.	4 máx.	4 máx.

Tabla 4. Requisitos mínimos de calidad del CA (IDU, 2011, art. 200)

Ensayo	Método	Unidad	CA 40-50	CA 60-70	CA 80-100
Ensayos sobre el asfalto original (sin someter a procesos de envejecimiento)					
Penetración (25 °C, 100 g, 5 s).	INV. E-706, ASTM D-5	0,1 mm	40-50	60-70	80-100
Punto de ablandamiento.	INV. E-712, ASTM D-36-95	°C	49 - 59	45 - 55	42 - 52
Índice de penetración.	INV. E-724, NLT 181	-	-1,0 a +1,0	-1,0 a +1,0	-1,0 a +1,0
Viscosidad absoluta (60 °C).	INV. E-716, ASTM D-4402	Pa-s	200 a 400	150 a 300	100 a 200
Viscosidad absoluta (135 °C).	INV. E-716, ASTM D-4402	Pa-s	0,27 a 0,65	0,22 a 0,45	0,15 a 0,40
Ductilidad (25 °C, 5 cm/min).	INV. E-702, ASTM D-113	cm	100 mín.	100 mín.	100 mín.
Solubilidad en tricloroetileno.	INV. E-713, ASTM D-2042	%	99 mín.	99 mín.	99 mín.
Contenido de parafinas.	INV. E-718, UNE-EN-12606	%	3 máx.	3 máx.	3 máx.
Punto de ignición.	INV. E-709, ASTM D-92	°C	232 mín.	232 mín.	232 mín.
Ensayo	**Método**	**Unidad**	**CA 40-50**	**CA 60-70**	**CA 80-100**
Pruebas sobre el residuo después de ensayo de película delgada en horno rotatorio (RTFOT)					
Pérdida de masa.	INV. E-720, ASTM D-2872	%	1,0 máx.	1,0 máx.	1,0 máx.
Penetración al residuo luego de RTFOT en % de la penetración original.	INV. E-706, ASTM D-5	%	58 mín.	54 mín.	50 mín.
Incremento en el punto de ablandamiento después de RTFOT.	INV. E-712, ASTM D 36-95	°C	9 máx.	9 máx.	9 máx.
Relación de viscosidad a 60 °C después y antes de RTFOT.	INV. E-716, ASTM D-4402	°C	5 máx.	5 máx.	5 máx.

- Con el índice de penetración (IPen) (INV. E-724-13, NLT 181/88) se puede evaluar el grado de susceptibilidad térmica del asfalto. El IPen se obtiene por lo general utilizando las ecuaciones (2.1) y (2.2).

$$IPen = \frac{20 - 500A}{1 + 50A}, \quad A = \frac{\log(penT_1) - \log(penT_2)}{T_1 - T_2} \tag{2.1}$$

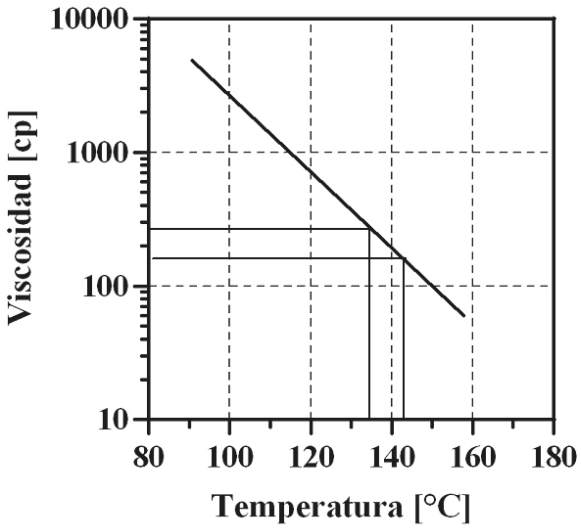
$$IPen = \frac{20PA + 500\log(P) - 1952}{PA - 50\log(P) + 120} \tag{2.2}$$

penTi en 0.1 mm es la penetración a la temperatura *Ti* en °C, P es la penetración a 25 ºC en 0.1 mm, y *PA* es el punto de ablandamiento en ºC.

- La *viscosidad* (INV. E-714, 715, 716, 717-13, AASHTO T 72-97, T 201-03, ASTM D-4402, AASHTO T 316-04) puede ser entendida como la resistencia que tiene un material a fluir sobre una superficie, siendo el agua, para dar un ejemplo, menos viscosa que el CA pero más viscosa que la gasolina. Para el caso de los pavimentos, es un parámetro físico que ha sido utilizado ampliamente desde la década de los 60 (Asphalt Institute, 1962, 1974) principalmente para determinar, de manera aproximada, las temperaturas de fabricación de mezclas asfálticas (temperatura de mezclado entre el agregado pétreo y el CA en la planta de asfalto) y de extensión y compactación de dichas mezclas en el laboratorio. Adicionalmente, la viscosidad ofrece una medida indirecta de la consistencia y rigidez del CA, siendo por lo general más rígido aquel CA que experimente mayor viscosidad. En la figura 2 se presenta una curva típica de evolución de la viscosidad con la temperatura, además se observa que la viscosidad del CA disminuye a medida que incrementa la temperatura durante el ensayo. De acuerdo con la norma ASTM D 6925, la viscosidad de laboratorio requerida para obtener la temperatura de fabricación y de compactación de mezclas asfálticas del tipo denso es de 85±15 SSF=170 cp y 140±15 SSF=280 cp respectivamente (para el caso de la figura 2 estas temperaturas son de 142 °C y 133 °C respectivamente). La literatura de referencia denomina a este método de determinación de las temperaturas de mezcla y compactación *como principio de equiviscosidad*, y a la fecha del presente reporte técnico esta es la forma tradicional como se determinan dichas temperaturas (ASTM D6925). Para mezclas asfálticas drenantes o abiertas, la temperatura de fabricación que se recomienda por lo general es aquella donde el ligante alcance una viscosidad entre 700 cp y 900 cp. Es importante resaltar y tener en cuenta que, en obra o *in situ*, la temperatura de compactación no puede determinarse de la misma forma como se hace en laboratorio, ya que se hace necesario realizar tramos de prueba en donde se evalúe el efecto del equipo de

compactación (tipo, magnitud de carga, número de pasadas, entre otros) y de las condiciones propias de la obra (condiciones de frontera, tipo de apoyo de la capa asfáltica, condiciones climáticas y de humedad, entre otras).

Figura 2. Evolución de la viscosidad con la temperatura



En términos generales, el método de equiviscosidad (ASTM D6925) puede ser utilizado de manera confiable para el caso de asfaltos tradicionales o no modificados. Como ventajas, ofrece ser un procedimiento simple y rápido para determinar las temperaturas de fabricación y compactación de mezclas asfálticas en caliente en el laboratorio. Sin embargo, el empleo de dicho método para el caso de asfaltos modificados no es confiable debido principalmente a que el comportamiento de estos materiales es fueWrtemente dependiente de la velocidad de corte —fluido no newtoniano— y a que las temperaturas reportadas en muchas ocasiones son muy altas y no realistas —a dichas temperaturas se degradan las propiedades originales del ligante al oxidarlo y envejecerlo—. Adicionalmente, genera problemas de emisiones contaminantes a la atmósfera (Tang y Haddock, 2006). Por lo anterior, el Instituto del Asfalto recomendó reducir entre 14 y 25 °C las temperaturas de compactación de mezclas asfálticas modificadas cuando se utiliza el método de equiviscosidad. Sin embargo, de acuerdo con la National Highway Institute (1997), Hensley y Parmer (1998) y Bahia, Fahim, y Nam (2006), esta recomendación no tiene una base científica sino que es producto de la experiencia. Una nueva metodología utilizada en el mundo para intentar determinar las temperaturas de fabricación y compactación de mezclas asfálticas en caliente y modificadas emplea el concepto de viscosidad de corte cero (ZSV, por sus siglas en inglés). Este concepto es utilizado principalmente sobre asfaltos modificados que experimentan altas viscosidades y rigidez. En términos generales,

ZSV es una medida de la viscosidad de un material cuando el esfuerzo de corte que actúa sobre él se evalúa a una velocidad muy pequeña —tendiente a cero— (Zoorob, Castro y Pereira, 2012). Algunos investigadores han cambiado la denominación de ZSV por baja viscosidad de corte (LSV, por sus siglas en inglés), ya que físicamente es imposible determinar la viscosidad de ligantes asfálticos con velocidad de corte igual a cero. Ambos conceptos han sido utilizados principalmente como indicadores de la resistencia a la deformación permanente de mezclas asfálticas modificadas en caliente (*p.e.* Choi, 2011; Liao y Chen, 2011; Oscarsson y Said, 2012; Zoorob *et al*., 2012). Las temperaturas de mezcla y compactación, empleando este concepto, se obtienen cuando la viscosidad del ligante alcanza magnitudes de 3±0,3 Pa-s y 3±0,6 Pa-s respectivamente, a una velocidad de corte de 0,001 Hz. Estas viscosidades pueden ser determinadas a través de ensayos como el de *creep* y oscilación, o empleando equipos como el reómetro dinámico de corte (DSR, por sus siglas en inglés) y viscosímetros rotacionales (ver figura 3). De acuerdo con West, Watson, Turner y Casola (2010), utilizar el concepto ZSV para determinar las temperaturas de fabricación y compactación de mezclas asfálticas modificadas en caliente ofrece como ventajas:

- Tener en cuenta que el comportamiento de asfaltos modificados es fuertemente dependiente de la velocidad de corte.
- Los ensayos para determinar ZSV son fáciles de ejecutar.
- Por lo general, se reportan menores temperaturas de fabricación y compactación, en comparación con otras metodologías como la equiviscosidad.

Figura 3. Viscosímetro rotacional



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

A pesar de lo anterior, la literatura de referencia (*p.e.* Biro, Gandhi y Amirkhanian, 2009, 2009a; West *et al.*, 2010) reporta las siguientes premisas como principales limitaciones de utilizar el concepto ZSV:

- Es posible que no representen con precisión el comportamiento pseudoplástico (disminución de la viscosidad y del esfuerzo cortante con la velocidad de deformación, denominado *Shear-Thinning* en inglés) de ligantes asfálticos modificados.
- A bajas tasas de esfuerzo, se requiere extrapolación de los resultados.
- Para algunos ligantes, las bajas temperaturas de fabricación y compactación obtenidas utilizando este concepto son irreales.
- Dependiendo del ensayo ejecutado o del equipo utilizado para medir ZSV, los resultados pueden diferir significativamente.
- Los resultados obtenidos son fuertemente dependientes de las condiciones de preparación de las muestras ensayadas.
- En algunas ocasiones la repetitividad de los ensayos es pequeña.
- Los resultados dependen del aditivo modificador y del contenido de este en el asfalto.

West *et al.* (2010), realizando una comparación de diferentes métodos utilizados para determinar las temperaturas de fabricación y compactación de mezclas asfálticas modificadas, concluyen que el denominado ángulo de fase *(The Phase Angle Method)* es el mejor. Los métodos evaluados en esta investigación, financiada y reportada por la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Report 648, fueron el *High Shear Rate Viscosity Method,* el *Equiviscous Method,* el *LSV Method,* el *Steady Shear Flow Method,* el *Phase Angle Method* y el *Mixture Workability.* De acuerdo con West *et al.* (2010), el método del ángulo de fase δ es capaz de capturar la naturaleza viscoelástica del asfalto.

Según ellos, con un parámetro como el ángulo de fase se puede identificar cuándo el asfalto se comporta como un material viscoelástico o puramente viscoso, y mencionan que este cambio de comportamiento se genera cuando δ está entre 85° y 90°. Para la determinación de las temperaturas de fabricación y mezcla, el método utiliza DSR. En términos generales, dicho método consiste en elaborar curvas maestras de evolución del ángulo de fase aplicando diferentes temperaturas (entre 50 y 80 °C) y frecuencias (entre 0,001 a 100 rad/s) sobre el asfalto —sin envejecer— ensayado. Una vez construida la curva maestra, se calcula la frecuencia angular (ϖ) para una temperatura de ensayo de 80 °C y δ =86°. Durante el ensayo la deformación se mantiene en 12 %. La temperatura de 80 °C es seleccionada debido a que permite observar claramente la variación del δ en asfaltos modificados. δ =86° fue seleccionado por West *et al.* (2010) como un punto de referencia adecuado para ejecutar el método. Con el valor de ϖ (en rad/s) obtenido, se calculan las temperaturas de fabricación y compactación ($T_{mezcla} y T_{comp}$. respectivamente en °F) a través de las ecuaciones (2.3) y (2.4), las cuales fueron desarrolladas por West *et al.* (2010) por medio de regresiones usando $T_{mezcla} y T_{comp}$. recomendadas para distintos grados de desempeño.

$$T_{mezcla} = 325\varpi^{-0.0135} \tag{2.3}$$

$$T_{comp.} = 300\varpi^{-0.012} \tag{2.4}$$

El método del ángulo de fase ofrece adicionalmente como ventajas:

- Por lo general se reportan menores temperaturas de fabricación y compactación, en comparación con otras metodologías como la equiviscosidad.
- Provee temperaturas razonables de fabricación y compactación para una gran variedad de asfaltos modificados y sin modificar utilizados en los Estados Unidos de Norteamérica.

Es importante resaltar como observación final que, en términos generales, la literatura de referencia reporta que todos los métodos utilizados para determinar las temperaturas de fabricación y compactación de mezclas asfálticas en caliente tienen como limitación principal el hecho de que no tienen en cuenta la interacción asfalto-agregado pétreo.

Por otro lado, el CA debe presentar magnitudes adecuadas de viscosidad para que pueda ofrecer:

- Facilidad de ser bombeado entre las instalaciones de almacenamiento en planta y el silo mezclador durante el proceso de fabricación de la mezcla.
- Un apropiado proceso de mezclado con el agregado pétreo durante la fabricación de la mezcla asfáltica.
- Facilidad de la mezcla asfáltica de ser extendida y compactada.

Algunas unidades de viscosidad son las siguientes:

- Viscosidad Saybolt Universal: segundos Saybolt Universal (SSU).
- Viscosidad Saybolt Furol (aceites, derivados petróleo): segundos Saybolt Furol (SSF).
- Viscosidad cinemática: 1 cm^2/s = stoke (st).
- Viscosidad dinámica o absoluta: 1 cPoise (cP) = cg/(s-cm) = 0.1 Pa-s.

La forma como se realiza la conversión entre las unidades mencionadas puede ser consultada en Invías (2013a, Inv. E-719-13).

Algunos equipos para medir la viscosidad del CA son los siguientes:

- Viscosímetro rotacional (AASHTO T 316 y ASTM D 4402) (ver figura 3). Recomendado por el método SUPERPAVE *(Superior Performing Asphalt Pavements)*

para la caracterización PG del CA. El equipo mide el torque necesario que un eje cilíndrico debe realizar a una muestra de CA para mantener fija una velocidad de rotación de 20 rpm a temperatura constante. Este torque luego es convertido a unidades de viscosidad.

- Copa Ford: mide el tiempo en que un volumen definido de muestra fluye a través de una boquilla. Como desventaja del equipo se reporta que no controla temperatura y no funciona para evaluar viscosidad en fluidos no newtonianos —asfaltos modificados, por ejemplo—.
- *Falling Ball:* mide el tiempo que una bola estándar necesita para caer a través de una distancia de 10 cm en un tubo con inclinación de 10°. La principal desventaja es que su aplicación se limita a fluidos newtonianos livianos.
- Viscosímetro capilar: mide el tiempo que una muestra necesita para fluir a través de un tubo. Como desventajas se reporta que es un ensayo demorado y que ligantes asfálticos modificados se pueden atascar entre el tubo.
- El *punto de ablandamiento* (INV. E-712-13, ASTM D-36-95) es un parámetro que se mide empleando un equipo denominado anillo y bola (RyB, por sus siglas en inglés) (ver figura 4). Mide la temperatura a la cual el CA pasa de un estado sólido a uno en el cual fluye como un líquido, es muchas veces utilizada como indicador empírico de máxima temperatura de operación de las mezclas en servicio. Lo ideal es que la mezcla no experimente durante su vida útil en el pavimento dicha temperatura, ya que el ligante asfáltico, y por lo tanto la mezcla, experimentarían una gran disminución en su rigidez.
- *Ductibilidad* (INV. E-702-13, ASTM D-113): se mide en un ductilímetro (ver figura 5). Lo ideal en una mezcla asfáltica es que el CA experimente un comportamiento dúctil bajo carga durante su vida útil en el pavimento. Un comportamiento contrario o frágil en una mezcla puede inducir microfisuración térmica a bajas temperaturas de servicio y rompimiento prematuro de la mezcla bajo carga repetida. Mezclas asfálticas dúctiles pueden desarrollar deformaciones permanentes o elásticas bajo carga repetida sin que el material experimente fallas estructurales, excepto cuando dichas cargas o deformaciones excedan los máximos permitidos por su resistencia. El problema de una mezcla asfáltica frágil es que bajo carga no puede experimentar deformación ya que inmediatamente falla, y este problema se agrava si la rigidez de la mezcla no es lo suficientemente elevada en magnitud.
- La *solubilidad en tricloroetileno* (INV. E-713-13, ASTM D-2042) es utilizada como ensayo para evaluar el grado de pureza del CA. Lo que se busca con el ensayo es medir la cantidad de material que no es insoluble con tricloroetileno o tricloroetano, como por ejemplo: el mineral, materia orgánica, desechos plásticos, polvo, entre otros.

Figura 4. Aparato de anillo y bola



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Figura 5. Ductilímetro



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

- El *punto de ignición e inflamación* (INV. E-709-13, ASTM D-92) es la temperatura a la cual inflama el CA y se mide en un equipo denominado copa abierta de Cleveland (ver figura 6). Entre mayor sea el punto de inflamación, menor es la probabilidad de experimentar problemas de combustión e inflamación durante los procesos de almacenamiento del CA y de fabricación de las mezclas en las plantas asfálticas.

Figura 6. Copa abierta de Cleveland



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

- Se recomienda que el *contenido de agua* (INV. E-704-13, ASTM D-95) en el CA sea nulo debido principalmente a que el CA y el agua almacenados a altas temperaturas generan oxidación y por ende envejecimiento prematuro del ligante, pérdida de la adherencia entre el CA y el agregado pétreo y, adicionalmente, un problema de seguridad durante su utilización ya que se crea un fenómeno similar al que ocurre cuando se adiciona agua a una taza de aceite a alta temperatura.
- *Contenido de parafinas* (INV. E-718, UNE-EN-12606): este ensayo se ejecuta con el fin de medir la cantidad de parafinas presentes en el CA. Las parafinas generan cristalización y cambio de comportamiento dúctil a frágil en el asfalto a bajas temperaturas de servicio, lo cual aumenta la probabilidad de agrietamientos en las mezclas asfálticas. A altas temperaturas de servicio, por el contrario, se ablandan, disminuyendo la resistencia del asfalto a deformarse bajo carga cíclica. Adicionalmente, reducen las propiedades adherentes del asfalto con el agregado pétreo.

- El *ensayo de película delgada* en RTFOT *(Rolling Thin Film Oven Test)* (INV. E-720-13, ASTM D-2872) (ver figura 7) es utilizado para evaluar la resistencia al envejecimiento a corto plazo del CA, entendiéndose por corto plazo aquel que experimenta el ligante durante los procesos de almacenamiento del CA, de fabricación de la mezcla en la planta asfáltica y de extensión y compactación en obra. El envejecimiento a largo plazo del CA es aquel que experimenta la mezcla asfáltica durante su vida útil o de servicio en el pavimento. Este envejecimiento a largo plazo se mide principalmente a través de hornos como el PAV *(Pressure Asphalt Vessel)* (INV. E-751-13, AASHTO R 28-02) (ver figura 8). Un CA envejecido genera disminución en la adherencia entre el agregado pétreo y el ligante —aumentando la probabilidad de incremento del fenómeno de *stripping*— y un cambio del comportamiento dúctil a frágil del ligante y de la mezcla asfáltica, acompañado de un incremento en su rigidez. En algunas ocasiones un leve envejecimiento del CA es deseable en las mezclas debido al incremento en rigidez, siempre y cuando el material no cambie su comportamiento dúctil a frágil bajo carga.

Otros ensayos que se ejecutan sobre el cemento asfáltico para caracterizarlo son:

- *Gravedad específica* (método del picnómetro, INV. E-707-13, AASHTO T 228-04). Ensayo utilizado principalmente para ayudar a determinar la composición volumétrica de mezclas asfálticas en caliente.
- *Ensayo de tracción directa* (INV. E-722-13, AASHTO T 314-02). Ensayo utilizado principalmente para medir la resistencia al agrietamiento del asfalto a bajas temperaturas de servicio.
- *Propiedades reológicas empleando reómetro dinámico de corte* (DSR, por sus siglas en inglés) (INV. E-750-13, AASHTO T 315-05) (ver figura 9). Utilizado para evaluar el comportamiento viscoelástico que experimenta el CA a intermedias y altas temperaturas de servicio. La prueba básica DSR utiliza una muestra de CA delgada (figura 10) colocada entre dos placas circulares. La placa inferior es fija, mientras que la placa superior oscila hacia adelante y hacia atrás a través de la muestra a 10 rad/s (1,59 Hz para simular el efecto de un vehículo circulando a 90 km/h) para crear una acción de corte. El procedimiento de ensayo puede ser consultado en AASHTO T 315-05. En el DSR se miden dos parámetros fundamentales: el módulo complejo de corte (G^*) y el ángulo de fase (δ). G^* puede ser considerado como la resistencia del CA a deformarse por esfuerzos de corte repetidos, mientras que δ es el desfase entre el esfuerzo cortante aplicado y la deformación de corte resultante durante el ensayo (figura 11). Entre mayor sea δ, el material es más viscoso. Un material que experimente un comportamiento totalmente elástico experimenta un $\delta=0°$, mientras que uno puramente viscoso presenta $\delta=90°$.

G^* y δ son utilizados para intentar predecir ahuellamiento y agrietamiento por fatiga. Con el fin de evitar ahuellamiento en una mezcla asfáltica, el ligante asfáltico debe

ser lo suficientemente rígido (bajo corte) y elástico; por lo tanto, la relación $G^*/\sin\delta$ debe ser grande. $G^*/\sin\delta$ debe ser como mínimo 1 kPa y 2,2 kPa para un ligante sin envejecimiento en RTFOT y con este respectivamente. Para evitar agrietamiento por fatiga, la mezcla deber elástica pero no tan rígida que se fragilice —la rigidez debe ser la suficiente para que la mezcla experimente un comportamiento dúctil— por lo tanto, $G^*\sin\delta$ debe ser mínima. Como máximo se admite $G^*\sin\delta$=5000 kPa.

Figura 7. Horno RTFOT



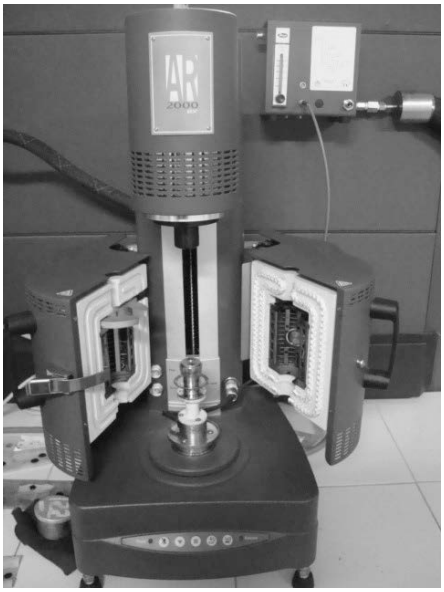
Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Figura 8. PAV



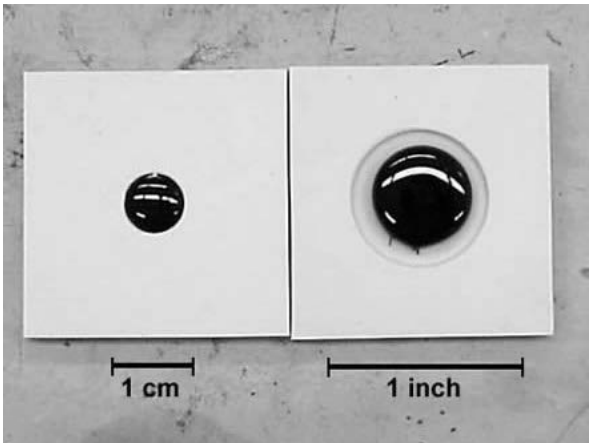
Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Figura 9. Reómetro dinámico de corte – DSR de la Pontificia Universidad Javeriana



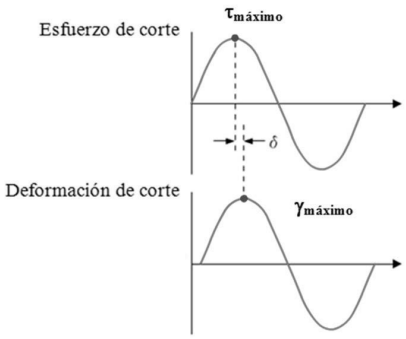
Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Figura 10. Muestra para el ensayo DSR



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Figura 11. Ángulo de fase



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

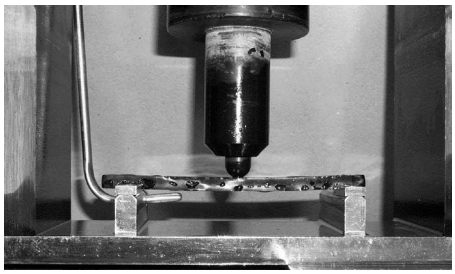
- Método para medir la rigidez en fluencia por flexión a bajas temperaturas mediante reómetro de viga en flexión (BBR) (INV. E-752-13, AASHTO T 313-05) (ver figura 12). Utilizado para evaluar, en conjunto con el ensayo de tensión directa (DDT, por sus siglas en inglés), las propiedades de relajación —esfuerzo de relajación— y rigidez en fluencia —como una función del tiempo— del CA a bajas temperaturas de servicio. El ensayo consiste en cargar una viga de CA durante cuatro minutos con una carga constante para medir la deformación con el fin de calcular la rigidez en fluencia y la variación de dicha rigidez en el tiempo (m). Los parámetros medidos en el ensayo dan una idea de la capacidad que tendrá la mezcla de resistir agrietamiento por bajas temperaturas. En el ensayo se utiliza una pequeña viga de CA simplemente apoyada (figura 13), la cual fue previamente sumergida en agua fría. Una carga se aplica en el centro de la viga y se mide la deformación que experimenta la viga bajo la carga contra el tiempo. Las dimensiones de la viga son 125 mm de longitud, 6,25 mm de espesor y 12,5 mm de ancho. El procedimiento de ensayo puede ser consultado en AASHTO T 313 y en AASHTO PP 42.

Figura 12. Reómetro de viga en flexión – BBR



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Figura 13. Muestra para el ensayo BBR



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

La prueba BBR se utiliza para determinar la rigidez en fluencia del CA en función del tiempo *(S(t)),* ecuación (2.5). Este dato se puede convertir en un módulo de relajación, el cual se multiplica por una constante para predecir el esfuerzo térmico que se producirá en la mezcla asfáltica en caliente fabricada con el CA analizado. Este esfuerzo térmico calculado se compara con el esfuerzo de rotura determinado en el DTT, el cual es el necesario para producir una temperatura crítica mínima que genera grietas en la mezcla asfáltica.

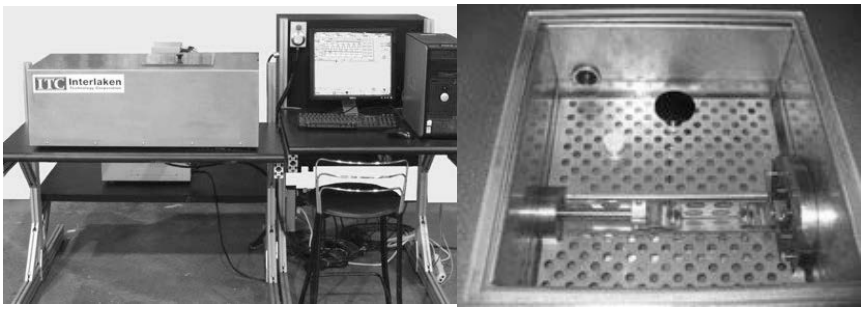
$$S(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\Delta(t)} \tag{2.5}$$

P es la carga aplicada (0,98 N), L es la longitud de la viga (10,2 cm), b es el ancho de la viga (1,25 cm), h es el espesor de la viga (6,25 mm), y Δ (t) es la deflexión medida en un determinado tiempo (se utilizan 8, 15, 30, 60, 120 y 240 segundos).

De acuerdo con SUPERPAVE, los parámetros de control se deben evaluar sobre el CA envejecido en la cámara a presión PAV. La máxima rigidez a la fluencia debe ser de 300 MPa, y el mínimo valor de m debe ser de 0,30.

- Ensayo de tensión directa (DTT) (ver figura 14). Utilizado para evaluar, en conjunto con el ensayo BBR, las propiedades de relajación (esfuerzo de relajación) y rigidez en fluencia (como una función del tiempo) del CA a bajas temperaturas de servicio. En el ensayo se mide la deformación específica de falla en tracción directa sobre una muestra en forma de viga de 50,8x50,8x254 mm, que es estirada a bajas temperaturas hasta que se corta bajo una tasa de deformación constante de 3% /minuto. Este ensayo permite conocer la máxima resistencia del CA al fisuramiento para una baja temperatura. La temperatura del ensayo es lo suficientemente baja para que el CA experimente comportamiento frágil. El procedimiento de ensayo puede ser consultado en AASHTO T 314 y en AASHTO PP 42.

Figura 14. Equipo DDT



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

La rigidez del CA puede ser determinada por métodos directos a altas temperaturas a través de viscosímetros capilares, y a bajas temperaturas a través de viscosímetro de cono y plato, microviscosímetro de placas deslizantes y reómetro espectómetro mecánico (RMS). Una forma tradicional y empírica de determinar la rigidez del CA es a través del nomograma de Van der Poel (Shell, 1978) (ver figura 15). Por otra parte, de acuerdo con Ullidtz y Peattie (1980) y con Ullidtz (1987), el módulo de rigidez del asfalto *(S_b),* en MPa, puede determinarse a través de la ecuación (2.6). En dicha ecuación, t es el tiempo de aplicación de la carga en segundos, *IPen* es el índice de penetración del asfalto, T_{RyB} es la temperatura del punto de ablandamiento (anillo y bola) del asfalto en °C y T_{mix} es la temperatura de la mezcla en °C (T_{mix} oscila entre 14 y 16 °C, 21 y 24 °C, 28 y 31 °C, 33 a 37 °C y 39 y 45 °C cuando la temperatura media anual promedio ambiente de la zona es de 10 °C, 15 °C, 20 °C, 25 °C y 30 °C respectivamente y la capa asfáltica presenta espesores entre 40 y 5 cm). Esta ecuación puede ser utilizada dentro de los siguientes rangos: 0,01 s<t<0,1 s; -1<IP<1 y 10 °C< $T_{RyB} - T_{mix}$ <70 °C. *L* es la longitud de contacto de la llanta con el pavimento (generalmente es de 30 cm), *V* es la velocidad del vehículo en cm/*s, h* es la profundidad en cm a la cual se estima el *t*, y *F* es la frecuencia de carga en Hz (Lin, 1989, 1989a).

$$S_b = 1.157\times10^{-7}\, t^{-0.368}\left(T_{R\&B} - T_{mix}\right)^5 \times \exp\left(-IPen\right)$$
$$t = \frac{L}{V}10^{0.004h}$$
$$F = \frac{1}{2\pi t_c} \qquad (2.6)$$

De acuerdo con Arenas (1999), la estructura físico-química del CA puede describirse esquemáticamente a través de la figura 16. Los asfaltenos proporcionan rigidez al CA, las resinas proporcionan características cementantes y de adherencia, y los

aceites, manejabilidad y protección al envejecimiento. De acuerdo con el IDU y la Universidad de Los Andes (2002), los asfaltenos (*A*) hacen parte del 5% al 25% del CA, y el incremento de asfaltenos causa endurecimiento, aumento en la viscosidad y disminución de la susceptibilidad térmica. Las resinas (*R*) forman parte del CA entre 5% a 30% y aumentan el estado de fluidez del ligante. Los aromáticos (*Ar*) actúan como medio de dispersión de los asfaltenos y forman parte entre el 40% al 65% del CA. Los saturados (*S*) hacen parte del 5% al 20% del CA. Los maltenos están constituidos por las resinas, los aromáticos y los saturados.

Figura 15. Nomograma de Van der Poel (Shell, 1978)

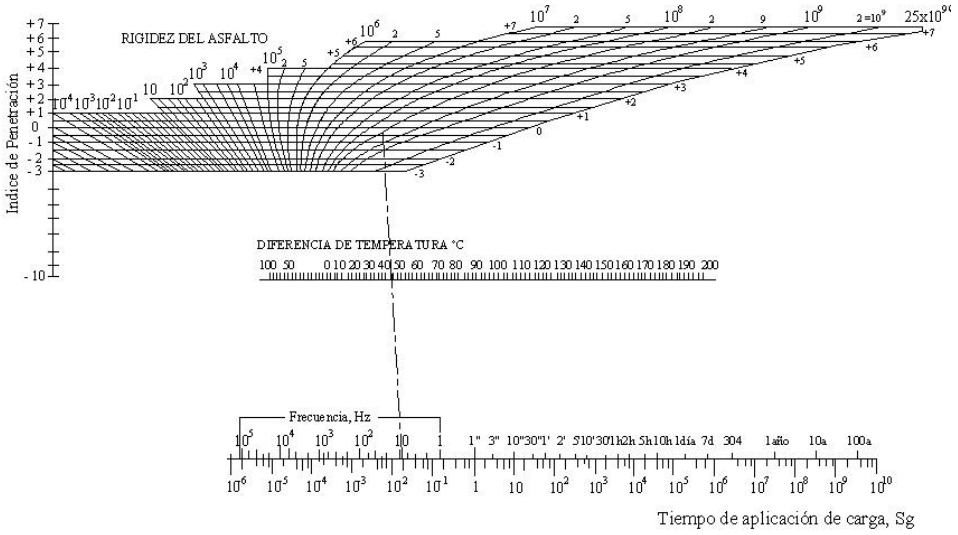
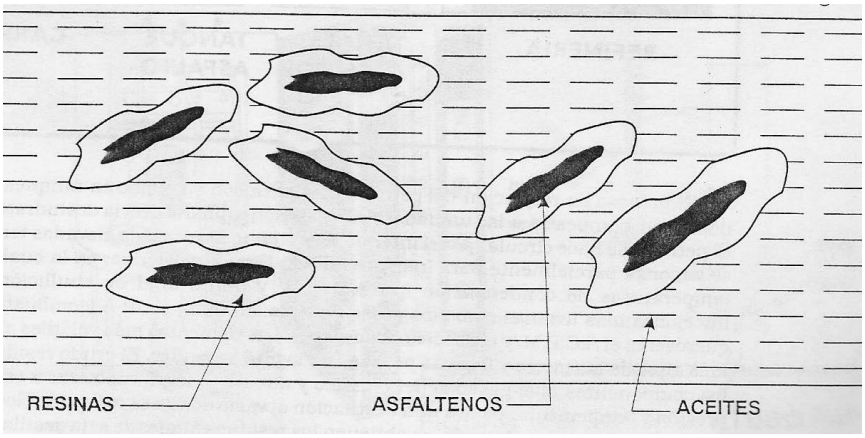


Figura 16. Estructura físico-química del asfalto, esquema coloidal de Pfeifer



Dos parámetros útiles para caracterizar el CA desde el punto de vista químico, a través de las cuatro fracciones mencionadas con anterioridad, son el índice de estabilidad coloidal (*IC*) y el índice de solubilidad (*IS*) (ver ecuación 2.7). A través de estos índices es posible clasificar al ligante en tres estados: sol (ligante blando con pocos asfaltenos en comparación con los maltenos, típico de ligantes no envejecidos), sol-gel (estado apropiado del ligante en mezclas asfálticas) y gel (ligante rígido, tiene baja capacidad cohesiva y no garantiza la durabilidad de la mezcla asfáltica). *IS*<4=gel, 4≤IS≤9=sol-gel e *IS*>9=sol. Para un buen desempeño del CA se recomienda que el *IC*≤0.6.

$$IC = \frac{S + A}{Ar + R}, \qquad IS = \frac{R}{A} + \frac{Ar}{S} \tag{2.7}$$

Cemento asfáltico modificado

La tecnología de los asfaltos y de las mezclas asfálticas modificadas ha sido ampliamente estudiada y utilizada en el mundo, asimismo con la adición de polímeros u otros productos se modifican sus propiedades físico-mecánicas, químicas y reológicas. Cuando se utiliza esta tecnología se pretende mejorar el comportamiento que experimentan las mezclas tradicionales cuando son sometidas a diferentes condiciones de carga y del medio ambiente. Por lo general las propiedades que se intentan mejorar son la rigidez y la resistencia bajo carga monotónica al ahuellamiento, a la fatiga y al envejecimiento, así como disminuir la susceptibilidad térmica. El uso de esta tecnología es también frecuente cuando es necesario que la superficie de la carretera posea una vida útil más larga de lo normal o en aplicaciones especializadas que permiten espesores más delgados de capas asfálticas o disminuir dichos espesores (Casey, McNally, Gibneya y Gilchrist, 2008).

La mayor parte de las investigaciones realizadas en el área de los asfaltos modificados utilizan como agentes modificadores polímeros del tipo elastómero. Estados del conocimiento sobre el tema pueden ser consultados en Yildirim (2007), Abtahi, Sheikhzadeh y Hejazi (2010) y, para el caso colombiano, en Rondón y Reyes (2015). Este tipo de aditivos, al ser agregados al asfalto, mejoran principalmente el comportamiento resiliente (recuperación elástica) de las mezclas cuando son solicitadas a ciclos de carga y descarga. Estos materiales (elastómeros) experimentan bajo carga una recuperación importante en la deformación. Algunos tipos de elastómeros utilizados para modificar CA son el grano de caucho reciclado de llanta de neumático (GCR), látex natural, estireno-butadieno-estireno (SBS, por sus siglas en inglés) y el estireno-butadieno-caucho (SBR, por sus siglas en inglés).

Existen otros tipos de polímeros como los plastómeros (*p.e.* polietilenos de baja y alta densidad, policloruro de vinilo, polipropileno, poliestireno) que al ser adicionados al CA rigidizan la mezcla asfáltica y por lo general aumentan el grado de

funcionamiento de esta a altas temperaturas de servicio. Tanto los elastómeros como los plastómeros están tipificados en una gama de polímeros denominados termoplásticos; este tipo de polímeros, a diferencia de los termo-endurecibles, pueden ser reciclados y agregados a otros materiales a altas temperaturas sin perder significativamente sus propiedades. En los últimos años se ha incrementado el uso de materiales de desecho o de reciclaje como aditivos modificadores de asfaltos.

Otros aditivos recientemente investigados para modificar asfaltos son el almidón y las nanopartículas. AI, Yi-qiu y Hameed (2011) reportan que, al adicionar 5% de almidón con respecto al peso del cemento asfáltico, las mezclas elaboradas con este asfalto modificado experimentan mayor resistencia a la deformación permanente y menor susceptibilidad térmica y daño por humedad. Adicionalmente, mencionan que este aditivo puede ser utilizado como agente mejorador de adherencia y, en comparación con los polímeros comúnmente utilizados para mejorar asfaltos, es más económico. En el caso de las nanopartículas, algunas utilizadas a la fecha para la modificación de asfaltos son: nano$CaCO_3$ (Liu, Yao y Bao, 2007; Zhang y Fu, 2007) y nanoarcillas (You *et al.*, 2011). De acuerdo con You *et al*. (2011), al emplear nanoarcillas para modificar asfaltos se incrementa sustancialmente su módulo de rigidez.

Los requisitos mínimos de calidad que deben cumplir los CA modificados en Colombia y Bogotá se presentan en la tabla 5 (Invías, 2013, art. 414; IDU, 2011, art. 202). El CA modificado tipo I utiliza como modificadores polímeros del tipo etileno vinil acetato (EVA) o polietileno, se recomienda su utilización para la fabricación de mezclas drenantes. Los tipos II, III y IV utilizan copolímeros del tipo estirénico como modificadores tales como el SBS. El tipo II se aconseja para la fabricación de mezclas drenantes, discontinuas y de concreto asfáltico. El tipo III se sugiere para la fabricación de mezclas discontinuas y de concreto asfáltico en zonas de alta exigencia, y el tipo IV para la fabricación de mezclas antirreflectivas como las del tipo arena-asfalto o riegos en caliente para membranas de absorción de esfuerzos. El tipo V es un CA modificado para la elaboración de mezclas de alto módulo. Todos los asfaltos modificados mencionados anteriormente deben presentar como mínimo un grado de funcionamiento PG 64-22.

Adicional a los ensayos ya descritos en el marco conceptual, para caracterizar el cemento asfáltico sobre asfaltos modificados se deben ejecutar los siguientes ensayos:

- Recuperación elástica por torsión a 25 °C (INV. E-727-13, NLT 329/91). Ensayo utilizado para evaluar la respuesta elástica del asfalto modificado cuando es sometido a un esfuerzo de torsión y la temperatura de la muestra es de 25 °C.
- Estabilidad al almacenamiento (INV. E-726-13, NLT-328/91). Cuando un cemento asfáltico modificado es almacenado a alta temperatura, el polímero modificador puede ubicarse en la zona superior (cremación) o inferior (sedimentación) del ligante dentro del tanque almacenador, generando un asfalto con propiedades no homogéneas. Esto puede suceder por una incorrecta o baja dispersión del polímero en el ligante o por incompatibilidad entre ambos.

Tabla 5. Requisitos mínimos de calidad del CA modificado

Ensayo	Método	Unidad	Tipo I		Tipo IIa		Tipo IIb		Tipo III		Tipo IV		Tipo V	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Penetración (25 °C, 100 g, 5 s).	INV. E-706, ASTM D-5	0.1 mm	55	70	55	70	55	70	55	70	80	130	15	40
Punto de ablandamiento.	INV. E-712, ASTM D 36-95	°C	58	-	58	-	58	-	65	-	60	-	65	-
Ductilidad (25 °C, 5cm/ min).	INV. E-702, ASTM D-113	Cm	-	-	15	-	15	-	15	-	30	-	-	-
Recuperación elástica por torsión. a 25 °C	INV. E-727, NLT 329/91	%	15	-	40	-	40	-	70	-	70	-	15	-
Estabilidad al almacenamiento.	INV. E-726, NLT – 328/91	No se exigirá este requisito cuando los elementos de transporte y almacenamiento estén provistos de un sistema de homogeneización adecuado, aprobado por el interventor.												

Ensayo	Método	Unidad	Tipo I		Tipo IIa		Tipo IIb		Tipo III		Tipo IV		Tipo V	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Diferencia en el punto de ablanda-miento.	INV. E-712, ASTM D 36-95	°C	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5	-	5
Contenido de agua.	INV. E-704, ASTM D-95	%	-	0.2	-	0.2	-	0.2	-	0.2	-	0.2	-	0.2
Punto de ignición.	INV. E-709, ASTM D-92	°C	230	-	230	-	230	-	230	-	230	-	230	-
Residuo del ensayo de pérdida por calentamiento en película delgada en movimiento (INV E-720-13)														
Pérdida de masa.	INV. E-720, ASTM D-2872	%	-	1	-	1	-	1	-	1	-	1	-	0.8

Ensayo	Método	Unidad	Tipo I		Tipo IIa		Tipo IIb		Tipo III		Tipo IV		Tipo V	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Penetración al residuo en % de la penetración original.	INV. E-706, ASTM D-5	%	65	-	50	-	65	-	65	-	60	-	70	-
Incremento en punto de ablandamiento.	NV. E-712, ASTM D 36-95	°C	-	10	-	10	-	10	-	10	-	10	-	10
Ductilidad al residuo (25 °C, 5cm/min).	INV. E-702, ASTM D-113	cm	-	-	8	-	8	-	8	-	15	-	-	-

Fuente: Invías (2013)

Agregados pétreos

La denominación técnica agregados pétreos en pavimentos se refiere a un conglomerado de partículas inertes de gravas, arenas, finos o *fillers* (naturales o triturados), utilizados ya sea para la fabricación de mezclas asfálticas, concretos hidráulicos y materiales estabilizados o para la construcción de capas de terraplén, afirmado, subbase o base granular (figura 17). En términos generales, en un ensayo de granulometría por cribado o tamizado, las partículas con diámetro entre 2 mm y 6,4 cm son reconocidas como gravas. Aquellas con diámetro entre 0,075 y 2 mm son reconocidas como arenas (gruesas y finas) y las que son de diámetro inferior a 0,075 mm son reconocidas como tamaño de arcilla. Estas últimas pueden adquirir la denominación de filler o llenante mineral si no experimentan plasticidad en contacto con el agua (índice de plasticidad, *IP*=0).

Figua 17. Agregados pétreos



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Dentro de una estructura de pavimento con capa asfáltica, los agregados pétreos más exigentes, en cuanto a durabilidad, textura y resistencia mecánica se refieren, son aquellos que conforman las mezclas asfálticas. En estos últimos materiales los agregados pétreos conforman entre el 88% y el 96% de la masa y más del 75% del volumen. Dentro de las mezclas asfálticas, son los encargados de soportar las cargas impuestas por el parque automotor y transmitirla en menores proporciones a las capas subyacentes. De la calidad de estos materiales depende en gran medida la evolución de los mecanismos de daño que ocurren en mezclas asfálticas como son el ahuellamiento, la fatiga, el *stripping* y el daño por humedad.

Los agregados pétreos deben poseer una granulometría adecuada y requisitos mínimos de calidad para conformar mezclas asfálticas, dichas gradaciones y requisitos de calidad se presentarán en los subcapítulos siguientes. Para entender con mayor claridad la importancia de los requisitos de calidad que se exigen a los agregados pétreos, a continuación se realizará una breve descripción de los ensayos que se requieren ejecutar sobre estos materiales:

- *Resistencia al desgaste en la máquina de Los Ángeles* (AASHTO T 96, INV. E-218-13, 219-13). Ensayo utilizado en teoría para medir la resistencia a la abrasión o desgaste por fricción entre partículas. Sin embargo, la realidad es que el ensayo solo representa una resistencia al fracturamiento entre partículas por impacto ya que, durante la prueba, agregados pétreos gruesos de hasta 37,5 mm (gravas) son impactados dentro de un cilindro metálico por esferas de acero de diámetro aproximado 46,8 mm y una masa comprendida entre 390 g y 445 g, las cuales lo fracturan (ver figura 18).
- *Micro-Deval* (AASHTO T327, INV. E-238-13). Se puede mencionar que este ensayo es similar al de resistencia al desgaste en la máquina de Los Ángeles, pero en una escala más pequeña, lo que lo hace ideal para representar de mejor manera el desgaste por fricción que experimentan las partículas en la mezcla asfáltica cuando está sometida a cargas vehiculares. Agregados pétreos gruesos de hasta 16 mm (gravas) son impactados dentro de un cilindro metálico —más pequeño que el de la máquina de Los Ángeles— por esferas de acero de diámetro aproximado 9,5±0,5 mm, las cuales ayudan a simular un desgaste por abrasión más por fricción entre partículas, que por impacto (ver figura 19). Adicionalmente, este ensayo permite evaluar el efecto de la humedad sobre la resistencia a la abrasión del agregado pétreo ensayado.
- *10% de finos* (DNER-ME 096, INV. E-224-13). Ensayo ejecutado para evaluar la resistencia al fracturamiento de las partículas del agregado grueso (entre 9,5 y 12,7 mm) que componen la mezcla asfáltica. En este ensayo se mide la carga monotónica de compresión necesaria que se debe aplicar a las partículas del agregado pétreo grueso para que este se fracture de tal forma que produzca un 10% de material fino que pase el tamiz n.° 8 de un ensayo de granulometría por cribado.
- *Pérdida en ensayo de solidez frente a la acción de las soluciones de sulfato de sodio o de magnesio* (AASHTO T 104, INV. E-220-13). Busca evaluar la resistencia del agregado pétreo a desintegrarse cuando, dentro de sus poros, el agua se expande

por congelamiento, en teoría, busca evaluar la resistencia del agregado pétreo al intemperismo. En el ensayo, una muestra del agregado pétreo se sumerge en sulfato de sodio o magnesio para luego ser secada en horno, en esta etapa del ensayo la sal dentro de los poros del agregado se deshidrata, en una etapa posterior se vuelve a sumergir la muestra, hidratándose nuevamente la sal dentro de los poros del agregado. La fuerza interna de expansión dentro de los poros que genera este proceso de rehidratación de la sal genera desintegración de la muestra.

Figura 18. Máquina de Los Ángeles



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

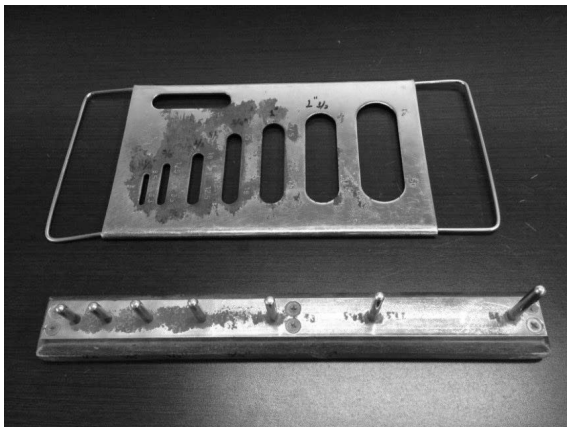
Figura 19. Micro-Deval



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

- *Geometría de las partículas.* Lo ideal en una mezcla asfáltica es que el agregado pétreo presente forma redondeada con caras fracturadas. Las partículas con esta forma generan un esqueleto granular más compacto, menos deformable bajo carga y con mayor rigidez entre contactos. Partículas alargadas y aplanadas generan esqueletos granulares porosos (deformables) y bajas resistencias a fracturarse bajo una carga mecánica. Para evaluar la forma de las partículas del agregado pétreo grueso dentro de la mezcla asfáltica, los principales ensayos que se ejecutan son:
    - *Caras fracturadas a una y dos caras* (ASTM D 5821, INV. E-227-13). Ensayo visual que consiste en medir el número o la masa de partículas de agregado pétreo grueso (entre 9,5 y 90 mm de diámetro) que presentan caras fracturadas dentro de una muestra significativa.
    - *Índice de aplanamiento y alargamiento* (NLT 354- 91, INV. E-230-13). Representa, en porcentaje, la relación entre las partículas alargadas y las aplanadas que presenta una muestra de agregado pétreo grueso (entre 6,3 y 63 mm de diámetro). Por definición, una partícula aplanada es aquella cuyo espesor mínimo es inferior a 3/5 del espesor promedio de la muestra, y una partícula alargada es aquella cuya longitud máxima es superior a 9/5 de la dimensión media de la muestra. Para saber si es alargada o aplanada, las partículas del agregado se someten a una serie de medidas dentro de unos calibradores metálicos estandarizados (ver figura 20).

Figura 20. Calibrador de partículas alargadas y aplanadas



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

    - *Partículas planas y alargadas* (ASTM D 4791, INV. E-240-13). Con este ensayo se determina el porcentaje de partículas alargadas o planas dentro de una muestra significativa.

- *Angularidad* (ASTM C 1252, INV. E-239-13). Este ensayo sirve para asegurar un agregado pétreo angular con alto grado de fricción interna entre partículas.

- Algunos ensayos para evaluar la adherencia entre el agregado pétreo y el ligante asfáltico son:
  - *Adhesividad Riedel Weber* (NLT 355/93, INV. E-774-13). Evalúa la adherencia entre un ligante asfáltico y la fracción de arena (natural o de trituración) de la mezcla asfáltica cuando esta se sumerge en una solución de carbonato sódico. El resultado del ensayo se expresa como índice de adhesividad Riedel Weber, el cual denota el número correspondiente a la menor de las concentraciones de carbonato sódico que se necesita utilizar para generar un desprendimiento total del ligante asfáltico de la superficie de la arena.
  - *Adhesividad en bandeja* (INV. E-740-13). En este ensayo subjetivo inicialmente se vierte el ligante asfáltico sobre una bandeja limpia y seca hasta alcanzar una película de asfalto con espesor entre 1,5 y 2 mm. Cuando la película de asfalto se encuentra entre 50 y 60 °C, se colocan 50 partículas de gravas secas representativas del agregado pétreo sobre dicha película para luego sumergirlas en agua destilada durante cuatro días. Después de este período de tiempo las partículas se retiran manualmente o utilizando un alicate y se evalúa visualmente el porcentaje de la superficie de cada partícula que aún tiene asfalto adherido. El resultado del ensayo se expresa como el porcentaje promedio de asfalto adherido a las partículas.
  - *Adhesividad Stripping* (AASHTO T 182, INV. E-737-13). El ensayo valora de manera subjetiva y visual el efecto del agua sobre el cubrimiento de agregados con asfalto.

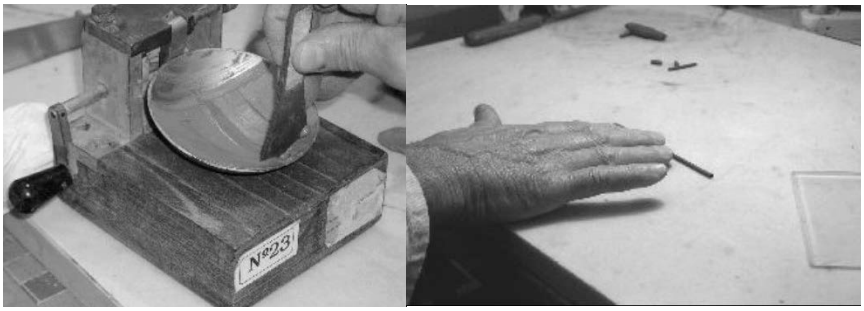
- *Contenido de impurezas* (UNE 14613, INV. E-237-13). El ensayo permite determinar el contenido de partículas de diámetro inferior a 0,5 mm que se encuentran mezcladas o adheridas a la superficie de agregados pétreos gruesos (diámetro superior a 4,75 mm). El ensayo busca eliminar del agregado grueso aquellas partículas indeseables en los pétreos como son arcilla, plástico, madera, polvo, materia orgánica, etcétera. Las partículas gruesas se lavan con agua, retirando aquellas de diámetro inferior a 0,5 mm, y al final del ensayo se reporta el porcentaje en masa de las partículas lavadas con respecto al peso total de la muestra seca.

- *Valor de azul de metileno* (AASHTO TP 57, INV. E–235-13). A través de este ensayo se determina la cantidad de material indeseable (*p.e.* arcilla y material orgánico) presente en la fracción fina del agregado pétreo.

- *Equivalente de arena* (AASHTO T 176, INV. E–133-13). Ensayo utilizado para evaluar el contenido de partículas de tamaño de arcilla adheridas a una muestra de agregado pétreo fina (arena y limos). El exceso de partículas de tamaño de arcilla en una mezcla asfáltica es indeseable porque esta fracción empieza a reemplazar las partículas gruesas del agregado pétreo. Adicionalmente, el exceso de finos induce pérdida de adherencia con el asfalto y necesidad de incrementar el contenido de asfalto para aglomerarlo.

- *Índice de plasticidad* (*IP*) (AASHTO T 89, INV. E–125, 126-13). Expresado como la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) de un suelo. Los límites LP y LL de un suelo de tamaño de arcilla denotan el contenido de agua o humedad que se necesita adicionar a una muestra seca para que esta experimente plasticidad (pasar de un estado sólido a plástico) y para que comience a fluir como un líquido (pasar de un estado sólido a plástico) respectivamente. LP y LL son obtenidos empleando la cazuela de Casagrande y el método de los rollitos en el laboratorio (ver figura 21). Si el IP es igual a cero, las partículas de tamaño de arcilla ensayadas adquieren la denominación de *filler* o llenante mineral y no experimentan plasticidad cuando se humedecen. Si, por el contrario, el IP adquiere una magnitud, significa que las partículas son arcillosas y estas sí experimentan plasticidad al ser humedecidas. El IP también es utilizado como indicador de potencial de expansión de arcillas.

Figura 21. Cazuela de Casagrande (izquierda) y método de los rollitos (derecha)



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Concreto asfáltico

En Colombia estas mezclas son conocidas como MDC (Mezclas Densas en Caliente), MSC (Mezclas Semidensas en Caliente), MGC (Mezclas Gruesas en Caliente) y MAM (Mezclas de Alto Módulo) (Invías, 2013, art. 450-13). De acuerdo con el IDU (2011, art. 510) la nomenclatura mencionada anteriormente cambia por MD, MS, MG y MAM respectivamente. Internacionalmente, son conocidas como mezclas HMA.

Son mezclas que presentan agregados pétreos con granulometría bien gradada y con tamaños de partículas sólidas diferentes (gravas, arenas, finos, llenante mineral), mezcladas con cemento asfáltico. Estas mezclas deben fabricarse, extenderse y compactarse a alta temperatura (fabricarse entre 140 y 190 °C aproximadamente, dependiendo de la viscosidad del asfalto).

Se caracterizan por presentar un bajo contenido de vacíos con aire en volumen (entre 3% a 9% por lo general). Son mezclas de alta calidad, las cuales pueden ser utilizadas para conformar cualquier subcapa dentro de la capa asfáltica (rodadura, base intermedia o base asfáltica). El agregado pétreo utilizado para la elaboración de mezclas de concreto asfáltico debe satisfacer los requisitos de granulometría y calidad del agregado grueso presentado en las tablas 6, 7 y 8 respectivamente (esta última de acuerdo con Invías (2013)).

Tabla 6. Granulometría de mezclas de concreto asfáltico

Tamiz		**Porcentaje que pasa**							
Invías (2013)									
Normal	Alterno	MDC-25	MDC-19	MDC-10	MSC-25	MSC-19	MGC-38	MGC-25	MAM-25
37,5 mm	1 1/2”	-	-	-	-	-	100	-	-
25,0 mm	1”	100	w-	-	100	-	75-95	100	100
19,0 mm	3/4”	80-95	100	-	80-95	100	65-85	75-95	80-95
12,5 mm	1/2”	67-85	80-95	-	65-80	80-95	47-67	55-75	65-80
9,5 mm	3/8”	60-77	70-88	100	55-70	65-80	40-60	40-60	55-70
4,75 mm	N.° 4	43-59	49-65	65-87	40-55	40-55	28-46	28-46	40-55
2,00 mm	N.° 10	29-45	29-45	43-61	24-38	24-38	17-32	17-32	24-38
425 µm	N.° 40	14-25	14-25	16-29	9-20	9-20	7-17	7-17	10-20
180 µm	N.° 80	8-17	8-17	9-19	6-12	6-12	4-11	4-11	8-14
75 µm	N.° 200	4-8	4-8	5-10	3-7	3-7	2-6	2-6	6-9
IDU (2011)									
Normal	Alterno	MD20	MD12	MD10	MS25	MS20	MS12	MG25	MG20	MAM20
37.5 mm	1 1/2”	-	-	-	100		-	100	-	-
25.0 mm	1”	100	-	-	80-95	100	-	75-95	100	100
19.0 mm	3/4”	80-95	100	-	73-89	80-95	100	65-85	75-95	80-95
12.5 mm	1/2”	66-82	80-95	100	60-76	66-82	80-95	47-67	55-75	66-82
9.5 mm	3/8”	59-75	71-87	80-95	53-69	55-71	67-83	40-60	46-66	55-71
4.75 mm	N.° 4	42-58	49-65	59-76	33-49	35-51	40-56	29-46	28-46	35-51
2.00 mm	N.° 10	27-41	30-44	36-51	23-39	23-39	23-39	17-32	17-32	23-39
425 µm	N.° 40	12-22	14-22	15-25	10-20	10-20	10-20	7-17	7-17	10-20
180 µm	N.° 80	8-16	8-16	9-18	6-13	6-13	6-13	4-11	4-11	8-14
75 µm	N.° 200	4-9	4-9	5-10	3-8	3-8	3-8	2-6	2-6	6-9

Tabla 7. Caracterización de los agregados para mezclas MDC, MSC, MGC

Ensayo	Método	NT1	NT2	NT3
Agregado grueso				
Resistencia al desgaste en la máquina de Los Ángeles, 500 revoluciones.	INV. E-218, 219	Rodadura: 25% máx. Intermedia: 35% máx.	Rodadura: 25% máx. Intermedia: 35% máx. Base: 35% máx.	Rodadura: 25% máx. Intermedia: 35% máx. Base: 35% máx.
Micro Deval.	INV. E-238	-	Rodadura: 25% máx. Intermedia: 30% máx. Base: 30% máx.	Rodadura: 20% máx. Intermedia: 25% máx. Base: 25% máx.
10% de finos en seco.	INV. E-224	-	-	Rodadura: 110 kN mín. Intermedia: 90 kN mín. Base: 75 kN mín.
10% de finos relación húmedo/seco.	INV. E-224	-	-	Rodadura: 75% mín. Intermedia: 75% mín. Base: 75% mín.
Pérdida en ensayo de solidez en sulfato de magnesio.	INV. E-220	18% máx.	18% máx.	18% máx.
Caras fracturadas: 1 cara.	INV. E-227	Rodadura: 75% mín. Intermedia: 60% mín.	Rodadura: 75% mín. Intermedia: 75% mín. Base: 60% mín.	Rodadura: 85% mín. Intermedia: 75% mín. Base: 60% mín.
Caras fracturadas: 2 caras.	INV. E-227	-	Rodadura: 60% mín.	Rodadura: 70% mín.
Coeficiente de pulimento.	INV. E-232	Rodadura: 0,45 mín.	Rodadura: 0,45 mín.	Rodadura: 0,45 mín.
Partículas planas y alargadas.	INV. E-240	10% máx.	10% máx.	10% máx.
Contenido de impurezas.	INV. E-237	0,5% máx.	0,5% máx.	0,5% máx.
Agregado medio y fino				
Pérdida en ensayo de solidez en sulfato de magnesio.	INV. E-220	18% máx.	18% máx.	18% máx.
Angularidad.	INV. E-239	Rodadura: 40% mín. Intermedia: 35% mín.	Rodadura: 45% mín. Intermedia: 40% mín. Base: 35% mín.	Rodadura: 45% mín. Intermedia: 40% mín. Base: 35% mín.
Índice de plasticidad.	INV. E-125, 126	No plástico	No plástico	No plástico

Equivalente de arena.	INV. E-133	50% mín.	50% mín.	50% mín.
Azul de metileno*.	INV. E-235	10% máx.	10% máx.	10% máx.
Cubrimiento de los agregados gruesos con materiales asfálticos en presencia del agua hirviendo.	INV. E-757	Reportar	Reportar	Reportar
Método Riedel Weber para agregados finos.	INV. E-774	Índice mínimo = 4	Índice mínimo = 4	Índice mínimo = 4

*Ensayo no obligatorio. Se recomienda ejecutarlo cuando el equivalente de arena especificado en la tabla 7 no cumple con el requisito exigido.

Fuente: Invías (2013)

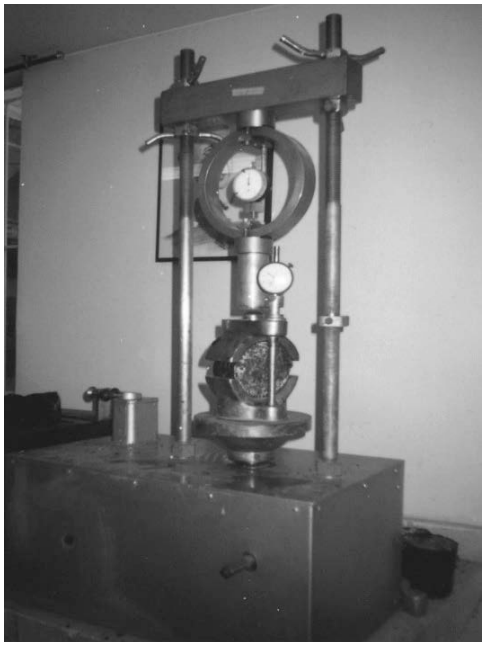
Tabla 8. Caracterización de los agregados para mezclas MAM

Ensayo	Método	NT3
Resistencia al desgaste en la máquina de Los Ángeles.	INV. E-218, 219	25% máx.
Micro Deval.	INV. E-238	20% máx.
10% de finos en seco.	INV. E-224	110 kN mín.
10% de finos relación húmedo/seco.	INV. E-224	75% mín.
Pérdida en ensayo de solidez.	INV. E-220	Sulfato sodio: 12% máx. Sulfato magnesio: 18% máx.
Caras fracturadas: 1 cara.	INV. E-227	85% mín.
Caras fracturadas: 2 caras.	INV. E-227	70% mín.
Coeficiente de pulimento.	INV. E-232	0,45 mín.
Partículas planas y alargadas.	INV. E-240	10% máx.
Contenido de impurezas.	INV. E-237	0,5% máx.
Angularidad.	INV. E-239	45% mín.
Índice de plasticidad.	INV. E-125, 126	No plástico
Equivalente de arena.	INV. E-133	50% mín.

Fuente: Invías (2013)

El diseño de este material, cuando el tamaño máximo de partícula del agregado pétreo es inferior a 1", se realiza por medio del ensayo Marshall (AASHTO T 245, INV. E-748-13), teniendo en cuenta los criterios que se presentan en las tablas 9 y 10 (Invías, 2013; IDU, 2011). Una descripción detallada de la forma cómo se diseñan este tipo de mezclas mediante el método Marshall puede ser consultada en Garcés *et al*. (1997). En este ensayo se mide la composición volumétrica y la resistencia de la mezcla asfáltica bajo carga monotónica a través de la relación entre la estabilidad (*E*) y el flujo (*F*), con el fin de determinar el porcentaje óptimo de asfalto que debe presentar la mezcla para desarrollar en teoría su mejor comportamiento. **E** puede ser entendida como la máxima carga monotónica que es capaz de resistir una briqueta de 1200 g de masa y dimensiones de 4" de diámetro y 2.5" de altura a altas temperaturas de servicio (60 °C) en el aparato Marshall (ver figura 22), mientras que *F* es el desplazamiento que experimenta en el momento de la falla (cuando en el ensayo se alcanza el valor de *E*). Este método de diseño está siendo reemplazado en el mundo por medio de la metodología SUPERPAVE.

Figura 22. Aparato Marshall



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Tabla 9. Criterios para diseño de concreto asfáltico Invías (ensayo Marshall)

Características		Norma de ensayo INV.	MDC, MSC, MGC			MAM
			NT1	NT2	NT3	
Compactación (golpes/cara)		E-748	50	75	75	75
Estabilidad mínima [N]		E-748	5000	7500	9000	15000
Flujo [mm]*		E-748	2-4	2-4	2-3.5	2-3
Estabilidad/ Flujo [kN/mm]		E-748	2-4	3-5	3-6	-
Vacíos con aire (Va) [%]	Rodadura	E-736, 799	3-5	3-5	4-6	-
	Intermedia		4-8	4-8	4-7	4-6
	Base		-	5-8	5-8	4-6
Vacíos en los agregados	Mezclas 0	E-799	≥ 13	≥ 13	≥ 13	-
(VAM) [%]	Mezclas 1		≥ 14	≥ 14	≥ 14	≥ 14
	Mezclas 2		≥ 15	≥ 15	≥ 15	-
	Mezclas 3		≥ 16	≥ 16	≥ 16	-
Vacíos llenos de asfalto (VFA) [%] para rodadura e intermedia.		E-799	65-80	65-78	65-75	63-75
Relación llenante/asfalto efectivo en peso.		E-799	0,8-1,2			1,2-1,4
Concentración de llenante, valor máximo.		E-745	Valor crítico			
Espesor promedio de película de asfalto, mínimo µm.		E-741	7,5	7,5	7,5	7,5

*Mezclas asfálticas modificadas con polímeros podrán presentar un valor de flujo hasta de 5,0 mm siempre y cuando la relación estabilidad/flujo cumpla con los valores especificados.

Fuente: Invías (2013)

Tabla 10. Criterios para diseño de concreto asfáltico IDU (ensayo Marshall)

Características		Norma de ensayo INV. (2013)	MDC, MSC, MGC			MAM
			T0-T1	T2-T3	T4-T5	
Compactación (golpes/cara)		E-748	50	75	75	75
Estabilidad mínima [kg]		E-748	600	750	900	1500
Flujo [mm]		E-748	2-4	2-4	2-3.5	2-3
Estabilidad/ Flujo [kg/mm]		E-748	200-400	300-500	300-600	-
Vacíos con aire (Va) [%]	Rodadura	E-736, 799	3-5	3-5	4-6	-

	Intermedia		4-6	4-6	4-6	4-6
	Base		4-6	4-6	4-6	-
Vacíos en los agregados	Mezclas 10	E-799		≥ 16		
(VAM) [%]	Mezclas 12			≥ 15		
	Mezclas 20			≥ 14		
	Mezclas 25			≥ 13		
Vacíos llenos de asfalto (VFA) [%] para rodadura e intermedia.		E-799	70-80	65-78	65-75	63-75
Relación llenante/asfalto efectivo en peso.		E-799		0,8-1,2		1,2-1,4
Índice de película de asfalto		E-741		7,5		
Concentración de llenante		E-745		Valor crítico		

Fuente: IDU (2011)

En bacheos en capas de 5 a 7,5 cm de espesor se exigirán los requisitos de vacíos con aire de base intermedia y para los de capas de más de 7,5 cm se exigirán los requisitos para base. Si se llegase a efectuar un bacheo con mezcla asfáltica en caliente en espesor mayor de 7,5 cm en una vía cuyo tránsito de proyecto es NT1, se aplicará el criterio de vacíos con aire para las capas de base con tránsito NT2. Para el caso de mezclas de concreto asfáltico fabricadas con tamaño máximo de partículas superior a 1", el diseño se realiza también por medio del ensayo Marshall, pero este se ejecuta siguiendo los lineamientos recomendados por ASTM D 5581-07a e INV. E-800-13. Al emplear esta metodología, los siguientes criterios de diseño para tráficos NT2 y NT3 tienden a variar:

- El número de golpes por cara es 112.
- Estabilidad mínima de 16.875 N y 33.750 N respectivamente.
- Flujo entre 3 a 6 mm y 3 a 5,3 mm respectivamente.
- Relación estabilidad – flujo entre 4,5 a 7,5 kN/mm y 4,5 a 9,0 kN/mm respectivamente.

En el ensayo Marshall (INV. E-748-13) se fabrican al menos tres briquetas (compactadas a 25, 50 o 75 golpes por cara dependiendo del nivel de tráfico al que va a ser sometida la vía), empleando la granulometría solicitada, para cada porcentaje de asfalto de 4,5%, 5,0%, 5,5%, 6,0%, 6,5% y 7,0%, con el fin de realizar el diseño de la mezcla. La temperatura de mezcla y compactación de las briquetas se escoge con base en el ensayo de viscosidad realizado a los cementos asfálticos, cumpliendo con el rango especificado para mezclas del tipo denso (viscosidad de mezcla de 170 cp y de compactación de 280 cp, criterio establecido por la especificación ASTM D6925). El calentamiento de los agregados pétreos debe ser suficiente para que este no presente humedad ni pueda verse comprometida la adherencia con el cemento asfáltico, y para evitar la oxidación prematura de este último.

Las siguientes son consideraciones adicionales para el diseño de este tipo de mezcla:

- La resistencia a tracción de la mezcla (Invías, 2013a, INV. E-725-13, AASHTO T 283) en curado húmedo debe ser al menos 80% de la alcanzada bajo condición seca.
- Para capas de rodadura e intermedia en vías con bajos volúmenes de tránsito y para MAM, la velocidad de deformación en el ensayo de resistencia a la deformación plástica mediante la pista de laboratorio (Invías, 2013a, INV. E-756-13, NLT 173) no podrá ser mayor de 15 µm/min para mezclas que se vayan a emplear en zonas donde la temperatura media anual es superior a 24 °C, ni mayor de 20 µm/min para regiones con temperaturas hasta de 24 °C.
- El módulo resiliente (Invías, 2013a, INV. E-749-13, ASTM D 4123) de MAM, sobre muestras previamente envejecidas según AASHTO R-30, debe ser superior a 10^4 MPa para una temperatura ambiente de 20 °C y una frecuencia de carga de 10 Hz.
- El constructor debe realizar ensayos para determinar la ley de fatiga del material (Invías, 2013a, INV. E-784-13, AASHTO T 321 o INV. E-808, UNE-EN 12697-24) sobre muestras previamente envejecidas según AASHTO R-30. Para el caso de mezclas de alto módulo, se exige como mínimo una amplitud de deformación medida al millón de ciclos de carga (ε_6) de 100 µm siguiendo el procedimiento de ensayo recomendado por INV. E-808, UNE-EN 12697-24 (ensayo de flexión en dos puntos sobre probetas trapezoidales), cuando la muestra es sometida a una temperatura de 20 °C y a una frecuencia de aplicación de carga de 30 Hz.

Dependiendo del tipo de subcapa que se vaya a conformar dentro de la capa asfáltica y del espesor compacto de esta, el Invías (2013) y el IDU (2011) especifican emplear este tipo de mezclas de la forma como se enuncia en la tabla 11.

Tabla 11. Recomendación de utilización de concreto asfáltico según espesor y tipo de capa

Tipo de capa	Espesor compacto [cm]	Tipo de mezcla
	Invías (2013)	
Rodadura	3-4	MDC-10
	4-6	MDC-19, MSC-19
	> 6	MDC-25, MDC-19, MSC-19
Intermedia	> 5	MDC-25, MSC-25
Base	> 7,5	MSC-25, MGC-38, MGC-25
Alto módulo	6-13	MAM-25
Bacheo	5-7,5	MSC-25, MGC-25
	> 7,5	MSC-25, MGC-38, MGC-25

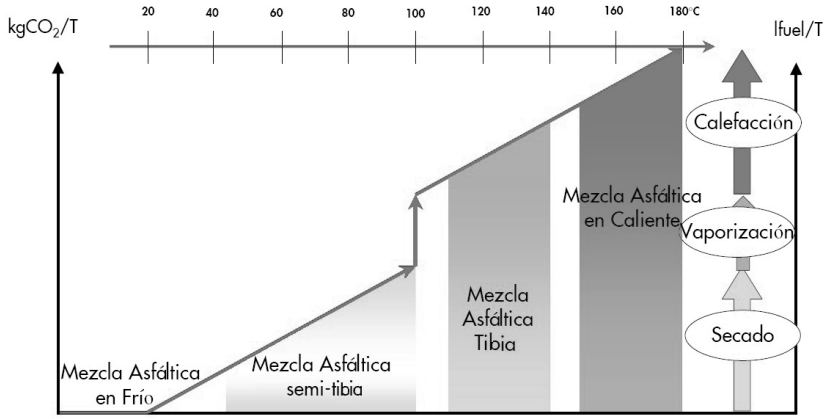
IDU (2011)		
Rodadura	3-4	MD10
	4-6	MD12, MS12
	6-10	MD20, MS20
Intermedia	5-7,5	MD20, MS20
	7,5-10	MD20, MS20/MS25
Base	7,5-15	MD20, MS25, MG20/MG25
Alto módulo	6-13	MAM-20

Los controles generales que se deben tener en cuenta durante la construcción de mezclas de concreto asfáltico pueden ser consultados en Rondón y Reyes (2015).

Estado del conocimiento sobre mezclas WMA

En Colombia, a la fecha de realización del presente documento, no existe especificación sobre mezclas asfálticas tibias. Internacionalmente son conocidas como mezclas WMA (por sus siglas en inglés). Con base en la temperatura empleada para fabricar mezclas asfálticas en plantas especializadas, se han establecido las siguientes cuatro denominaciones: mezclas en frío - CMA (temperatura inferior a 60 °C), mezclas semitibias - HWMA (temperatura entre 60 y 100 °C), mezclas tibias - WMA (temperatura entre 100 y 140 °C) y mezclas en caliente - HMA (temperatura entre 140 y 190 °C). Se denomina mezcla asfáltica tibia (WMA) a aquella que, mediante el uso de diferentes técnicas, logra reducir las temperaturas de mezclado y compactación de una mezcla asfáltica caliente sin alterar demasiado la calidad de la mezcla asfáltica resultante. De acuerdo con Bonaquist (2011), la disminución mínima de la temperatura de fabricación de mezcla en la planta de asfaltos debe ser de 28 °C para denominarse mezcla WMA. La reducción de las temperaturas de mezclado y compactación trae consigo una disminución en la energía requerida para la elaboración de la mezcla y de las emisiones a la atmósfera (ver figura 23) (Romier, Audeon, David, Martineau y Olard, 2006; Kristjansdottir, Muench, Michael y Burke, 2007; Wasiuddin, Selvamohan, Zaman y Guegan, 2007; Chowdhury y Button, 2008; Biro *et al.*, 2009a; Tao, Huang, Du y Yan, 2009a; Silva, Oliveira, Peralta y Zoorob, 2010a; Bonaquist, 2011; Sargand, Nazzal, Al-Rawashdeh y Powers, 2012). De acuerdo con Gandhi (2008) y con Hearon y Diefenderfer (2008), las temperaturas de mezcla y compactación de WMA están entre 90 y 130 °C y 100 y 135 °C respectivamente. Investigadores como Goh y You (2008) y Yan *et al*. (2010) mencionan que la temperatura de fabricación de mezclas WMA se encuentra en un rango entre 17 a 56 °C y 30 a 50 °C menor que aquella requerida para manufacturar mezclas asfálticas en caliente (HMA). Una observación similar es reportada por Silva *et al*. (2010a), quienes mencionan que dicha disminución alcanza los 40 °C. Según APAO (2003), Chowdhury y Button (2008) y You y Goh (2008), las mezclas WMA generan menores emisiones contaminantes durante su proceso de fabricación y construcción en comparación con mezclas HMA, siendo el ahorro de energía de aproximadamente 30 %.

Figura 23. Tecnologías y ventajas medioambientales para la producción de mezclas asfálticas



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

La principal ventaja reportada en los diferentes documentos y estudios consultados es de tipo ambiental. Tal como se mencionó en la introducción de la presente investigación, al emplear la tecnología WMA se reduce el consumo de combustible y las emisiones en planta (Goh y You, 2008; You y Goh, 2008). Esto genera que las plantas de producción de mezcla se puedan ubicar en lugares más cercanos a las ciudades. De acuerdo con Robjent y Dosh (2009), la reducción en combustibles se encuentra entre 20% y 35%, pero en algunas ocasiones podría ser superior a 50%. Estakhri, Cao, Álvarez y Button (2009) mencionan que la reducción de CO_2 y SO_2, compuestos orgánicos volátiles, CO_2, NOx y cenizas es de 30%–40%, 35%, 50%, 10%–30%, 60%–70% y 20%–25% respectivamente, en comparación con mezclas HMA. Adicionalmente, reportan un ahorro en costo de combustibles superior al 40%, y dicho ahorro es mayor cuanto más costoso sea el combustible en el país donde se desarrolle la tecnología WMA. Esta reducción en temperaturas de fabricación y de consumo de energía depende del método empleado para la fabricación de la mezcla WMA. Empleando el modelo *Building for Environmental and Economic Sustainability* (BEES 4.0), Hassan (2010) reportó que las mezclas WMA generan, en comparación con mezclas HMA, una reducción del 24% en la contaminación del aire, 18% en el consumo de combustible fósil y 15% en los impactos negativos ambientales totales. A pesar de lo anterior, aunque existen amplios reportes sobre disminución del impacto ambiental al utilizar esta tecnología, se han ejecutado pocos estudios con el fin de medir los posibles impactos que genera la fabricación y empleo de aditivos orgánicos, químicos y sintéticos durante la producción de mezclas WMA.

Desde el punto de vista del envejecimiento, se reporta menor oxidación a corto plazo del ligante asfáltico por las menores temperaturas durante los procesos de fabricación, extensión y compactación de la mezcla WMA, lo cual puede incidir en un aumento en la resistencia a fatiga por carga y al agrietamiento por bajas temperaturas

y por oxidación del tipo *Top-Down* TDC (Gandhi y Amirkhanian, 2008; Hearon y Diefenderfer, 2008; Estakhri *et al*., 2009; Robjent y Dosh, 2009; Gandhi, Akisetty y Amirkhanian, 2009[a]; Gandhi, Rogers y Amirkhanian, 2010; Ran, Xu, Li y Ji, 2010; Zhao, Xiao, Amirkhanian y Putman, 2012; Goh, Hasan y You, 2013; Hossain y Zaman, 2013; Vidal, Moliner, Martínez y Rubio, 2013). La menor tasa de envejecimiento del asfalto empleado para fabricar mezclas WMA se presenta como ventaja ya que un asfalto envejecido genera disminución en la adherencia entre el agregado pétreo y el ligante —aumentando la probabilidad de incremento del fenómeno de *stripping*— y un cambio del comportamiento dúctil a frágil del ligante y de la mezcla asfáltica, acompañado de un incremento excesivo en su rigidez y viscosidad. Un endurecimiento excesivo del cemento asfáltico es indeseable porque a menudo lleva a problemas asociados con la fragilidad y agrietamiento de la capa asfáltica en el pavimento, especialmente a bajas temperaturas de servicio. Las investigaciones reportan una menor rigidización del asfalto WMA y mayores valores de m (variación de la rigidez en el tiempo) en ensayos de *creep*. Algunos estudiosos han reportado que esta menor rigidización durante el proceso de fabricación de las mezclas WMA puede resultar en disminución en la resistencia al ahuellamiento (Su, Maekawa y Hachiya, 2009; Kavussi y Hashemian, 2012; Zhao *et al*., 2012).

A pesar de que existe reciente utilización y construcción de tramos viales —principalmente en Europa y en los Estados Unidos de América— donde se pueden observar y evaluar sus propiedades a largo plazo (Vaitkus, Čygas, Laurinavičius y Perveneckas, 2009; Rubio, Martínez, Baena y Moreno, 2012), existen diferentes evidencias *in situ* y de laboratorio que ponen en evidencia que mezclas WMA pueden experimentar propiedades comparables e incluso superiores a las HMA (*p.e.* Barthel, Marchand y Devivere, 2004; Prowell, Hurley y Crews, 2007; Su *et al*., 2009; Wielinski, Hand y Rausch, 2009; Yan *et al*., 2010; Kvasnak, Taylor, Signore y Bukhari, 2010; Kim, Zhang y Ban, 2012; Tan, Guo, Xu y Zhang, 2012; Zhao *et al*., 2012; Behl, Kumar, Sharma y Jain, 2013; Topal *et al*., 2014). Prowell *et al*. (2007) reportaron los resultados de una prueba a escala real donde se aplicaron alrededor de 500.000 ejes de una misma carga durante 43 días sobre una pista construida con capa asfáltica en mezcla HMA y WMA. En dicho estudio, ambas mezclas experimentaron buena resistencia a la deformación permanente. Kvasnak *et al*. (2010), con base en un estudio ejecutado sobre una vía rural rehabilitada y segmentada en cuatro tramos —uno con mezcla HMA y los otros tres con WMA— y tráfico promedio de circulación de 2150 vehículos por día, indican que las propiedades de las mezclas WMA dependen del tipo de aditivo utilizado o del método de fabricación. Una conclusión similar es señalada por Arega, Bhasin, Motamed y Turner (2011), Nazzal, Sargand y Al-Rawashdeh (2011) y Sargand *et al*. (2012). Adicionalmente, Nazzal *et al*. (2011) y Sargand *et al*. (2012) afirman que, a pesar que las mezclas WMA fueron compactadas a menor temperatura, ellas alcanzaron mayor densidad en campo que las mezclas HMA y menor envejecimiento. Behl *et al*. (2013) describen los resultados de mediciones ejecutadas sobre dos proyectos viales en India construidos con mezclas HMA y WMA. Con base en medidas de deflexión con viga Benkelman y en ensayos Marshall, *creep* estático y módulo resiliente sobre núcleos extraídos *in situ*, concluyen que los tramos de vías construidos con mezclas WMA experimentan comportamiento similar

e incluso superior al de aquellos construidos con mezclas HMA. Esto lo atribuyen los investigadores, principalmente, a las mayores densidades de compactación alcanzadas *in situ* por las mezclas WMA y al menor envejecimiento del ligante debido a las menores temperaturas de fabricación y compactación. A partir de estudios realizando tomografía computarizada con rayos X, Estakhri *et al*. (2009) reportan que la distribución de los vacíos con aire con la profundidad de la capa asfáltica es mejor.

En algunos casos las propiedades físicas y mecánicas de las mezclas WMA son menores en comparación con las de mezclas HMA (Vaitkus *et al.*, 2009), principalmente en la resistencia al ahuellamiento y al daño por humedad (Diefenderfer, McGhee y Donaldson, 2007; Kvasnak *et al.*, 2009; West, 2009; Arega *et al.*, 2011; Punith, Xiao y Amirkhanian, 2011; Kavussi y Hashemian, 2012; Ali *et al.*, 2013; Doyle y Howard, 2013; Kim, Park, Lee y Kim, K., 2014). De acuerdo con Tarefder, Zaman y Hobson (2003), el agua genera pérdida de resistencia en la interfase entre el ligante asfáltico y el agregado pétreo, lo que aumenta la tasa de acumulación de la deformación permanente debido a la pérdida de cohesión de la mezcla por humedad. Este fenómeno fue identificado en la década de los treinta (Caro, Masad, Bhasin y Little, 2008) y la literatura de referencia lo denomina *stripping* (Caro *et al.*, 2008; Kringos *et al.*, 2008, 2008a; Kassem, Masad, Lytton y Bulut, 2009). Las causas que generan este fenómeno son complejas ya que involucran aspectos físicos, químicos, mecánicos y termodinámicos. Un estado del conocimiento actualizado sobre el tema puede ser consultado en Mehrara y Khodaii (2013). El fenómeno de ahuellamiento es uno de los principales mecanismos de daño de capas asfálticas en estructuras de pavimentos flexibles y semirrígidos. Este puede ser definido como la deformación vertical permanente que se va acumulando en el pavimento debido al paso repetitivo de los vehículos, el cual genera delgadas depresiones longitudinales a lo largo de la trayectoria de las llantas. Un estado del conocimiento sobre los fenómenos de ahuellamiento y fatiga en mezclas asfálticas puede ser consultado en Rondón y Reyes (2011) y Rondón, Reyes, Vásquez y González (2012). Las menores temperaturas de fabricación pueden hacer que el secado del agregado pétreo en las plantas de asfalto no sea suficiente, produciendo pérdida de adherencia entre el agregado pétreo y el ligante asfáltico en la mezcla (Vaitkus *et al.*, 2009; Xiao, Zhao, Gandhi y Amirkhanian, 2010; Mallick, Tao, Chen, O'Sullivan y Cacciatore, 2011; Mogawer, Austerman y Roussel, 2011; Kanitpong, Charoentham y Likitlersuang, 2012; Sengöz, Topal y Gorkem, 2013; Xiao *et al.*, 2011, 2013, 2013a; Ali *et al.*, 2013) y generando mezclas susceptibles al daño por humedad. En el diseño de mezclas en laboratorio este fenómeno no se aprecia debido a que por lo general el agregado pétreo es secado en hornos antes de ser mezclado con el ligante. Para aumentar la resistencia al daño por humedad algunos investigadores han optado por adicionar cal hidratada (convencional y en nanopartículas) al agregado pétreo o aditivos mejoradores de adherencia (*anti-stripping*) como aminas, diaminas, polímeros líquidos, cemento Portland, cenizas volantes y polvo de combustión (*p.e.* Buddhala, Hossain, Wasiuddin, Zaman y O'Rear, 2011; Kavussi y Hashemian, 2011, 2012; Cheng, Shen y Xiao, 2011; Arabani, Roshani y Hamedi, 2012; Hossain, Zaman, O'Rear y Shen, 2012; Shivaprasad, Xiao y Amirkhanian, 2011a, 2012; Xiao *et al.*, 2010, 2012, 2013; Diab, You y Wang, 2013; Kavussi, Qorbani, Khodaii y Haghshenas, 2014). Algunos investigadores como Kanitpong *et al*.

(2012) y Sangsefidi, Ziari y Mansourkhaki, (2014) mencionan que las deficiencias encontradas en mezclas WMA pueden ser solventadas mediante el empleo de buenos agregados pétreos y una óptima granulometría que genera altas propiedades adherentes con el asfalto y cohesión. Esto teniendo como base que el agregado pétreo en una mezcla asfáltica compone por lo general entre el 80 % y el 90 % del volumen total y que la respuesta de mezclas asfálticas en servicio es fuertemente dependiente del tipo de agregado pétreo, la granulometría empleada, el tamaño máximo de partícula, el contenido de finos y la forma como se distribuya y compacte el esqueleto granular. Por el contrario, existen estudios que señalan que la resistencia de mezclas WMA al daño por humedad es superior a la que experimentan mezclas HMA. Al-Rawashdeh y Sargand (2014), con base en mediciones con microscopio de fuerza atómica y empleando el concepto de energía libre superficial, reportan que la adherencia y cohesión de dos ligantes empleados para la fabricación de mezclas WMA es similar y en algunos casos superior a la de aquellos empleados para la fabricación de una HMA. Otros estudios que mencionan resultados exitosos de mezclas WMA al daño por humedad pueden ser consultados en Wasiuddin, Saltibus, y Mohammad (2011) y Ghabchi, Singh, Zaman y Tian (2013). Por otro lado, diversos investigadores mencionan que en algunas ocasiones las conclusiones del alto grado de potencialidad del daño por humedad de mezclas WMA es reportado con base en mediciones obtenidas a través del ensayo TSR (*Tensile Strength Ratio*), el cual no es lo suficientemente representativo para evaluar este mecanismo de daño. Según ellos, un método que reporta una mayor comprensión mecanicista del daño por humedad de mezclas asfálticas en servicio es el *Surface Free Energy* (SFE) (Cheng, Little, Lytton y Holste, 2002; Bhasin y Little, 2007; Arabani *et al*., 2012; Ghabchi *et al*., 2013). Empleando este método, los mecanismos de adhesión y cohesión de mezclas asfálticas sometidas a daño por humedad es mejor descrito.

Una mala determinación de la temperatura de mezcla puede incidir en un mal recubrimiento del agregado, haciéndolo más vulnerable al daño por humedad. De la misma forma, una no muy buena designación de la temperatura de compactación de mezclas WMA incide en su densidad y por ende en su comportamiento durante su vida útil. Esta temperatura depende del tipo de agregado pétreo y aditivo, del porcentaje del aditivo, del tipo de ligante asfáltico y del equipo de compactación, entre otros. Al realizar la caracterización de mezclas WMA en el laboratorio, es importante tener en cuenta el efecto que desarrolla el tipo de compactación sobre este tipo de mezclas (Sánchez, Vega y Castro, 2012) y la temperatura de compactación (Lee, Kim y Kim, K., 2012).

Adicional a todo lo mencionado, una de las principales limitaciones reportadas con la tecnología WMA es que no existe un procedimiento de diseño de mezcla estandarizado (Bonaquist, 2011).

Otra ventaja mencionada ampliamente de la WMA es la oportunidad de utilizarla para la fabricación de mezclas asfálticas modificadas con caucho reciclado de llanta u otros polímeros en las cuales se necesita disminuir la temperatura de fabricación y compactación (Akisetty *et al*., 2008, 2009, 2010; Kim, Lee, Amirkhanian y Park, 2011; Shivaprasad *et al*., 2011; Liu, Cao y Fang, 2010; Morea, Marcozzi y Castaño, 2012; Wu y Zeng, 2012; Fakhri, Ghanizadeh y Omrani, 2013; Rossi, Filippi, Merusi, Giuliani y Polacco, 2013; Hajj, Souliman y Cortez, 2014; Yu, Leng y Wei, 2014). El

empleo de esta tecnología en mezclas modificadas con caucho reciclado de llanta disminuye la temperatura de compactación entre 20 y 30 °C sin afectar significativamente sus propiedades ingenieriles (Hurley y Prowell, 2005; Wang, 2011; Yu *et al.*, 2013, 2014). Adicionalmente, esta tecnología puede ser utilizada para la fabricación de mezclas abiertas o porosas (Koenders, Stoker, Bowen, Groot, Larsen, Hardy y Wilms, 2000; Goh y You, 2012; Wurst y Putman, 2013) y recicladas (RAP) (Soto y Blanco, 2004, 2004a; Estakhri *et al.*, 2009; Tao y Mallick, 2009; Nazzal *et al.*, 2011; Oliveira, Silva, Abreu y González, 2012; Rubio *et al.*, 2012; Vargas y Timm, 2012; Doyle y Howard, 2013, 2013a; Hill, Behnia, Buttlar y Reis, 2013; Howard, Doyle y Cox, 2013; Vidal *et al.*, 2013; Kheradmand, Muniandy, Hua, Yunus y Solouki, 2014; Nejad, Azarhoosh, Hamedi y Roshani, 2014), estas últimas producto del fresado o retiro de capas asfálticas deterioradas o envejecidas. En las mezclas modificadas con caucho y en las RAP lo que se ha buscado principalmente con el empleo de la tecnología WMA es mejorar la trabajabilidad durante sus procesos de fabricación y compactación, rejuvenecer y ablandar el ligante asfáltico envejecido del RAP y crear nuevos métodos de construcción con altos beneficios ambientales y económicos (Zhao, Huang, Shu yWoods, 2013). A pesar de lo anterior, la mayor parte de los investigadores reportan que altos contenidos de RAP generan mezclas tan rígidas que pueden generar fallas estructurales en campo, principalmente agrietamientos por fatiga (Bonaquist, 2005; McDaniel, Shah, Huber y Gallivan, 2007; Behnia *et al.*, 2011; Doyle y Howard, 2013; Mogawer, Austerman, Mohammad y Kutay, 2013). Esto debido principalmente a que dicho incremento en rigidez se produce por el envejecimiento del asfalto en el RAP. Sin embargo, otros investigadores como Hill *et al.* (2013) ponen en controversia la anterior afirmación señalando que mezclas WMA fabricadas con cuatro aditivos diferentes experimentan mayor resistencia al agrietamiento a bajas temperaturas de servicio. La literatura de referencia reporta casos exitosos de mezclas asfálticas diseñadas con asfaltos WMA, grano de caucho reciclado de llanta y conteniendo máximo de 25% de RAP (*p.e.* Mogawer *et al.*, 2011a, 2013). Doyle y Howard (2013) indicaron que un alto contenido de RAP (25% y 50%) más WMA genera resistencia a la deformación permanente y daño por humedad, similar a mezclas tradicionales en caliente fabricadas con contenido bajo de RAP (inferior al 25%). Con base en ensayos Marshall, *creep* bajo carga dinámica y resistencia a la tensión indirecta, Nejad *et al.* (2014) determinaron como contenido óptimo de RAP 50% en una mezcla asfáltica WMA empleando un aditivo orgánico. Pocos estudios sobre mezclas WMA con altos contenidos de RAP (superiores al 50%) han sido ejecutados en comparación con aquellos ejecutados sobre WMA con contenidos de RAP entre 20% y 50% (Howard *et al.*, 2013). Algunos investigadores como Ameri, Hesami y Goli (2013) abren la oportunidad de emplear esta tecnología fabricando mezclas WMA con propiedades comparables e incluso superiores a las HMA cuando el agregado pétreo natural se sustituye con escorias de acero de alto horno.

Por otro lado, se menciona constantemente que la viscosidad del ligante asfáltico empleado para fabricar mezclas WMA es menor al empleado para mezclas HMA (Goh y You, 2008; You y Goh, 2008), lo que redunda en una apertura más pronta de la vía pavimentada y en mejoramiento de la trabajabilidad (Goh y You, 2008; You y Goh, 2008; Estakhri *et al.*, 2009; Robjent y Dosh, 2009; Vasconcelos, Bhasin y Little,

2010; Yan *et al*., 2010; Capitão, Picado-Santos y Martinho, 2012; Morea *et al*., 2012; Wang, Hao, Ruan, Zhang y Adhikari, 2013). Algunos investigadores afirman que, en vez de reducir la viscosidad, algunos aditivos mejoran la trabajabilidad de la mezcla debido a una mejor lubricación a nivel microscópico entre el ligante asfáltico y el agregado pétreo. Esto reduce la fricción interna que se genera en las mezclas debido a las altas tasas de corte y a los esfuerzos de corte a los que son sometidas durante los procesos de fabricación y compactación, respectivamente (Anderson, Baumgardner, May y Reinke, 2008; Goh *et al*., 2013). La reducción de las temperaturas de mezclado y compactación potencia la utilización de estas mezclas para la construcción de capas asfálticas delgadas (Tao *et al*., 2009; Yan *et al*., 2010). Adicionalmente, permiten mayor distancia de transporte de la mezcla previo a la extensión y compactación (Robjent y Dosh, 2009), así como la extensión y compactación en ambientes más fríos (Goh y You, 2008; You y Goh, 2008; Hearon y Diefenderfer, 2008; Tao *et al*., 2009, 2009a; Ran *et al*., 2010); lo anterior ha generado que esta tecnología sea empleada en la construcción de vías de emergencia en zonas sometidas a desastres naturales (Howard, Doyle, Hemsley, Baumgardner y Cooley, 2014).

Desde el punto de vista económico, diversos estudios reportan que la tecnología WMA reduce el desgaste de las plantas que producen asfaltos debido a las menores temperaturas de fabricación, lo que redunda en disminución de los costos de mantenimiento y en prolongación de su vida útil (Hurley y Prowell, 2006, 2006a; Biro *et al*., 2009, 2009a; Gandhi y Amirkhanian, 2008). Adicionalmente, en países donde el costo energético es alto las mezclas WMA pueden ofrecer ventajas económicas a corto plazo (Rubio *et al*., 2012; Mokhtari y Nejad, 2013). Asimismo, en países donde las leyes ambientales son más exigentes los beneficios económicos serán más representativos ya que, al emplearse en mayor escala las mezclas WMA, el costo podría disminuir. Sin embargo, en algunas ocasiones el ahorro de combustibles y energía no se ve compensado con el costo extra que se genera por la producción del ligante y de los aditivos necesarios para fabricar la mezcla WMA (Gandhi y Amirkhanian, 2008; Biro *et al*., 2009a; Vaitkus *et al*., 2009; Capitão *et al*., 2012). En algunos procesos de fabricación de la mezcla WMA, especialmente con aditivos y asfaltos espumados, es necesario hacer cambios en las plantas de asfalto, incrementando el costo inicial de dicha mezcla. En términos generales, este costo de producir mezclas WMA es superior al de HMA (Rubio *et al*., 2012) y este varía dependiendo del tipo de tecnología y de aditivos que se utilicen. En los documentos consultados se ven muy pocos estudios para correlacionar y evaluar los costos a corto y largo plazo de emplear mezclas WMA. Además, se han ejecutado pocos trabajos para evaluar la relación beneficio-costo desde el punto de vista técnico, económico, social y ambiental.

Por otro lado, la entidad contratante debe escoger el proceso de fabricación de mezclas y de tecnología WMA más adecuado, con base en los siguientes criterios: *a*) los datos disponibles de rendimiento; *b*) costo de los aditivos; *c*) temperaturas previstas de producción y compactación; *d*) tasas de producción previstas; *e*) capacidad de la planta de producción de mezcla, y *f*) modificaciones necesarias para utilizar con éxito el proceso de WMA con el equipo de laboratorio y de campo disponible.

Existen tres metodologías generales de fabricación de mezclas tipo WMA: modificar el asfalto con aditivos orgánicos, con aditivos químicos y espumar el asfalto.

Modificación del asfalto o de la mezcla asfáltica con aditivos

Se puede realizar por vía húmeda (incorporando el aditivo al asfalto) o seca (incorporando el aditivo al agregado pétreo). Casi siempre, el método de modificación más utilizado es el de vía húmeda. Dentro de los aditivos químicos se pueden encontrar el Cecabase®, el RTEvotherm®, el HyperTherm®, el Rediset WMX®, el Qualitherm® y el SonneWarmix®, y dentro de los orgánicos se encuentran el Sasobit®, el Thiopave®, el TLA-X®, el REVIX™ y el Asphaltan-B. Estos aditivos suelen mezclarse con el asfalto antes de entrar al tambor mezclador en la planta de asfalto (vía húmeda).

Uno de los aditivos orgánicos más utilizados en el mundo es el Sasobit®. Este producto, desarrollado por Sasol Wax, es una cera sintética que se crea en el proceso de gasificación de carbón (Chowdhury y Button, 2008; Ghandi *et al*., 2010) y se añade en una proporción de 3% a 4% con respecto al peso total del asfalto. Este aditivo, al ser introducido al asfalto, cambia químicamente la curva temperatura-viscosidad, generando una reducción en la temperatura de fabricación entre 18 y 54 °C aproximadamente, y en el consumo de energía en plantas de asfalto de 20% (Kheradmand *et al*., 2014). De acuerdo con Nazzal *et al*. (2011), cuando se fabrican mezclas WMA con Sasobit®, las emisiones a la atmósfera de contaminantes disminuyen en al menos 50% de compuestos orgánicos volátiles, 60% de monóxido de carbono, 20% de los óxidos de nitrógeno y 83% de dióxido de azufre en comparación con mezclas del tipo HMA. Al disminuir la temperatura, el aditivo se puede cristalizar dentro del asfalto, incrementando su rigidez. Por esta razón algunos investigadores han reportado un incremento en la resistencia a la deformación permanente de mezclas WMA fabricadas con asfalto modificado con Sasobit® (Biro *et al*., 2009, 2009a; Goh y You, 2009; Silva *et al*., 2010, 2010a; Hossain *et al*., 2011; Liu, Saboundjian, Li, Connor y Brunette, 2011; Capitão *et al*., 2012; Wu y Zeng, 2012; Xiao *et al*., 2012; Jamshidi *et al*., 2013, 2013a). Hossain *et al*. (2011), por ejemplo, indicaron un incremento en la máxima temperatura de servicio PG de 6 °C (desde PG 64 a 70 °C) cuando se modificó el cemento asfáltico base con un 2% de Sasobit® con respecto a la masa total del ligante. Una conclusión similar fue enunciada por Prowell y Hurley (2005) y por Zelelew, Paugh, Corrigan, Belagutti y Ramakrishnareddy (2013). Este incremento en la resistencia a la deformación permanente puede generar una disminución significativa en la resistencia al agrietamiento a bajas temperaturas de servicio y a la fatiga (Hossain *et al*., 2011; Medeiros *et al*., 2012). Una evaluación y modelación de las propiedades reológicas de ligantes asfálticos modificados con Sasobit® puede ser consultada en Hamzah, Jamshidi, Kanitpong y Aman (2012), Jamshidi *et al*. (2013, 2013a) y Qin, Farrar, Pauli y Adams (2014), en este último también puede ser examinada una caracterización morfológica y térmica de este aditivo. Cabe resaltar que Jamshidi *et al*. (2013) ofrecen un estado del conocimiento sobre el uso de este aditivo para la fabricación de mezclas WMA.

Otra cera orgánica recientemente desarrollada es el Licomont BS 100, el cual se añade en una cantidad de 3% a 4% con respecto a la masa del asfalto. En estos porcentajes se obtiene una reducción significativa del ligante asfáltico e incremento de su resistencia a las deformaciones permanentes, además de durabilidad (Rodríguez-Alloza, Gallego y Pérez, 2013). Otras ceras orgánicas, junto con su descripción, pueden ser consultadas en Rubio *et al*. (2012).

Al igual que el Sasobit®, aditivos químicos como el Rediset® y el Cecabase® reducen la viscosidad del ligante, disminuyendo las temperaturas de fabricación y compactación de la mezcla asfáltica cuando se adicionan 1.5 % y 3 % respectivamente, con respecto al peso del asfalto. En la literatura de referencia estos aditivos químicos se mencionan como productos formados por agentes tenso-activos mejoradores de adherencia. Igualmente, empleando estos dos aditivos se disminuye aproximadamente 15 a 30 °C la temperatura de fabricación de mezclas asfálticas. Una descripción detallada de estos aditivos puede ser consultada en Kheradmand *et al*. (2014). Yu *et al*. (2014) reportan que mezclas asfálticas en caliente tipo SMA presentan comportamiento comparable, en cuanto a resistencia a la deformación permanente, módulo complejo y resistencia a la tensión, con respecto a la misma mezcla fabricada con asfalto modificado con Rediset®. Basados en ensayos de deformación permanente bajo carga cíclica, Ouni, Dony y Colin (2014) aseguran que mezclas WMA fabricadas con Cecabase® generan resistencias comparables a composiciones del tipo denso y en caliente. Un problema identificado ampliamente en la literatura de referencia sobre el uso de aditivos químicos para fabricación de mezclas WMA es que sus fabricantes no revelan información específica, composición y características.

Otro de los aditivos más utilizados en el mundo es el Evotherm ET (desarrollado por MeadWestvaco Asphalt Innovations y utilizado en 0,3 % con respecto a la masa del ligante asfáltico). De acuerdo con Chowdhury y Button (2008), el producto reduce las temperaturas de mezclado en 38 °C aproximadamente, generando ahorros de energía en la planta de asfalto de 55 %, lo que se traduce en una reducción de 45 % en los niveles de CO_2 y de SO_2 emitidos a la atmósfera. Este tipo de aditivo se utiliza en forma de emulsión asfáltica. Por lo general, las emulsiones son empleadas para la fabricación de mezclas HWMA (Rubio *et al*., 2012, 2013). La evolución de desarrollo de este aditivo y la forma cómo a través del él se fabrican mezclas WMA pueden ser consultadas en Bonaquist (2011). Según Hill *et al*. (2013), aditivos químicos líquidos, habitualmente, actúan como agentes emulsionantes y contienen grupos amina que podrían mejorar la resistencia al agrietamiento a baja temperatura de servicio y la resistencia al daño por humedad.

Bonaquist (2011) indica que las ceras se añaden al asfalto con el fin de reducir su viscosidad y mejorar la lubricación. Así, según Hanz, Faheem, Mahmoud y Bahia (2010), la lubricación —en lugar de la reducción de la viscosidad— puede ser el mecanismo principal por el cual muchos procesos de fabricación de WMA mejoran la trabajabilidad y compactibilidad a temperaturas más bajas. Las ceras tienen puntos de fusión por debajo de las temperaturas normales de producción de mezclas asfálticas en caliente, a temperaturas por encima del punto de fusión, estos materiales reducen la viscosidad del asfalto y por debajo tienden a aumentar la rigidez de este. Es importante resaltar que, aunque ciertas ceras rigidizan el asfalto cuando se cristalizan, algunas de las ceras naturales pueden afectar las propiedades de este y reducir la resistencia de la mezcla WMA al ahuellamiento, por tal motivo se están llevando a cabo investigaciones sobre el tema para solventar esta deficiencia.

Como ya se ha mencionado, algunos aditivos utilizados para la fabricación de mezclas WMA son propensos a aumentar la rigidez del asfalto y la resistencia contra el ahuellamiento después de que ocurra la cristalización de este (Sánchez, Vega, Cas-

tro y Del Rio, 2011). En este sentido, el aditivo debe ser escogido de tal forma que al rigidizarse no disminuya la resistencia de la mezcla WMA al agrietamiento por fatiga a temperaturas bajas e intermedias de servicio.

Estudiar el comportamiento que experimentan los ligantes modificados de mezclas WMA es complejo ya que depende, entre otras cosas, del tipo de crudo del cual se obtuvo el asfalto base, de la composición química inicial de dicho asfalto —la cual a su vez cambia por oxidación durante los procesos de fabricación y durante la vida en servicio de la mezcla asfáltica— y del tipo de aditivo modificador empleado. Esto ha conducido a la implementación de técnicas como la espectroscopía para intentar entender cómo cambian las propiedades físicas y reológicas de los asfaltos modificados cuando varían las propiedades químicas del ligante modificado (*p.e.* Hossain *et al.*, 2013).

Asfaltos espumados

Esta técnica se ha utilizado durante más de 50 años para producir mezclas asfálticas en frío. Algunas metodologías utilizan zeolitas sintéticas o materiales químicos que se introducen al agregado pétreo para espumar el asfalto, disminuir su viscosidad y mejorar así el recubrimiento de los agregados pétreos y la trabajabilidad de la mezcla durante su proceso de fabricación. Algunas zeolitas naturales son piedras que al ser calentadas producen gran cantidad de vapor de agua —llamadas por algunos investigadores como "piedras que hierven"—. Este vapor de agua liberado, al entrar en contacto con el asfalto, lo espuma. De acuerdo con Bonaquist (2011), las zeolitas son minerales que tienen aproximadamente 20% en peso de agua atrapada en su estructura porosa. Por calentamiento aproximadamente a 85 °C, el agua se libera y cuando esto se hace en presencia del asfalto en caliente, este se espuma. Dos zeolitas muy utilizadas en el mundo son la Aspha-Min® y la Advera® (desarrolladas por Hubbard Group y PQ Corporation).

Según Chowdhury y Button (2008) y Gandhi *et al*. (2010), el Aspha-Min® es una zeolita fabricada a partir de silicato de aluminio y de sodio, el cual es añadido, comúnmente, en una proporción de 0,3% con respecto al peso total de la mezcla asfáltica. Por su parte, los productores del Aspha-Min® aseguran que este puede producir una reducción de la temperatura de mezcla de más de 10 °C y ahorrar un 30% de energía en la planta de asfaltos. Nazzal *et al*. (2011) y Sargand *et al*. (2012) reportan que las emisiones de compuestos orgánicos, monóxido de carbono, óxidos de nitrógeno y dióxido de azufre, se reducen en al menos 50%, 60%, 20% y 83% respectivamente, cuando las mezclas WMA se fabrican con Aspha-Min® y con Sasobit® en comparación con una mezcla HMA.

Advera® es una zeolita sintética (polvo fino de silicato de aluminio y sodio hidratado), hidro-térmicamente cristalizada y en la cual el agua representa entre el 18% y el 22% de su masa, que se adiciona al asfalto en una proporción de 0,25% con respecto a la masa de la mezcla WMA (Hossain *et al*., 2012). Topal *et al*. (2014) señalan que las mezclas WMA fabricadas con zeolitas sintéticas experimentan mejores propiedades bajo carga cíclica (resistencia al ahuellamiento y fatiga) en comparación con aquellas fabricadas con zeolitas naturales. Otros aditivos utilizados para espumar asfaltos son AccuShear, Aquablack foam, AquaFoam, Double Barrel Green/Green Pac, Eco-

foam-II, Low Emission Asphalt (LEA), Meeker Warm Mix foam, Terex foam, Tri-Mix foam, Ultrafoam GX, WAM-Foam y LT Asphalt. Middleton y Forfylow (2009) sugieren que el uso de espumar asfaltos para fabricar mezclas WMA genera reducción de 10% en CO, CO_2 y NOx y reducción del 24% en el consumo de energía, manteniendo un daño por humedad similar en comparación con mezclas HMA.

Otra técnica para espumar asfalto consiste en combinar el ligante asfáltico en caliente con chorros a presión de agua —también denominada como de asfaltos celulares—. Es una tecnología utilizada principalmente para estabilización de materiales granulares no tratados o para la fabricación de mezclas en frío y recicladas. Consiste en adicionar agua fría (1% a 2% del peso del asfalto) y aire a presión, en una *cámara de expansión*, a un cemento asfáltico que se encuentra a alta temperatura (160–180 °C) con el fin de espumarlo, incrementar su volumen rápidamente (alrededor de 15 veces), reducir la viscosidad del ligante e incrementar la adherencia entre el asfalto y el agregado pétreo. Fue desarrollada en 1956 por el Dr. Ladis H. Csanyi, profesor de la Estación Experimental de Ingeniería de la Universidad del Estado de Iowa (USA).

Espumar el asfalto reduce su viscosidad considerablemente y aumenta sus propiedades adherentes y de trabajabilidad (Ali *et al.*, 2014) en el corto plazo, lo que lo hace apto para mezclar con agregados fríos y húmedos. A pesar de lo anterior, esta metodología tiene como principal desventaja que el ligante espumado, en algunas ocasiones, experimenta baja resistencia al daño por humedad y en este caso existe la necesidad de usar aditivos mejoradores de adherencia y *anti-stripping*.

Otra técnica de espumar asfalto consiste en introducir agregados pétreos húmedos a la mezcla. Se denomina Low-Energy Asphalt® (LEA) y fue desarrollada por Fairco de Zozay en Francia (Romier *et al.*, 2004, 2006). El proceso consiste en mezclar el cemento asfáltico —casi siempre modificado— (entre 135 a 180 °C) con agregados pétreos gruesos en caliente (145 °C), para después incorporar parte de los agregados pétreos finos húmedos a temperatura ambiente. La humedad en los agregados finos (entre el 3% y el 4%), en combinación con el calor, genera que el asfalto espume. Para el uso de esta tecnología se hace necesario implementar diversas modificaciones a las plantas de asfalto convencionales.

La técnica WAM-Foam®, desarrollada por Shell International Petroleum Company Ltda. y Kolo-Veidekke (Chowdhury y Button, 2008), consiste en un sistema aglutinante de dos componentes: un cemento asfáltico blando con uno rígido espumado. El asfalto blando se mezcla con el agregado en la primera etapa de producción de la mezcla entre 100 y 120 °C. En una segunda etapa, un cemento asfáltico rígido se espuma a alta temperatura mediante la adición de agua fría (entre 1% a 5%) y se adiciona dicha espuma a la mezcla obtenida en la primera etapa. La compactación de la mezcla se realiza entre 80 y 110 °C. El cemento asfáltico blando representa en masa entre el 20% y el 30% del total del asfalto.

Las dos principales preocupaciones que deben ser atendidas en los asfaltos espumados son el daño por humedad (Ali *et al.*, 2013) y el tiempo que necesitan para que esta en el asfalto desaparezca, su tasa de disipación depende del tipo de asfalto que se espuma y de su grado de funcionamiento. Kutay y Ozturk (2012) mencionan que la tasa de disipación de la humedad es menor en asfaltos más rígidos y con mayor

grado de funcionamiento y, por ende, son más susceptibles cuando se espuman al daño por este motivo que los ligantes más blandos. Durante el proceso de disipación de la espuma, si la temperatura decrece rápidamente, la humedad podría quedar atrapada dentro de la mezcla durante el transcurso de la compactación, generando fallas durante su vida en servicio como la pérdida de la adherencia entre el ligante y el agregado pétreo y *stripping* (Khodaii, Tehrani y Haghshenas, 2012). A pesar de esto, Huang *et al*. (2013) reportan, con base en medidas de *Small-Angle Neutron Scattering* (SANS) sobre asfaltos espumados, que la cantidad de agua atrapada en estos es muy baja (película menor que 0,1 μm). De acuerdo con Yu *et al*. (2013a), se han realizado muy pocos estudios con el fin de evaluar el efecto significativo que tiene el contenido de agua a la hora de espumar asfaltos. Existe un contenido de agua óptimo en el cual la espuma es suficiente para mejorar la trabajabilidad de la mezcla, sin que el agua quede retenida en el asfalto y cree problemas asociados al daño por humedad, a la disminución de la resistencia al ahuellamiento y a la pérdida de adherencia entre el ligante y el agregado pétreo.

Otro aspecto que se ha evidenciado con la tecnología de los asfaltos espumados es que estos se adhieren más a la fracción fina del agregado pétreo que a la gruesa (Van De Ven, Jenkins, Voskuilen y Van Den Beemt, 2007). Por lo tanto, es necesario agregarles aditivos mejores de adherencia o promotores de cubrimiento de agregados para que la fracción gruesa no quede sin cubrirse de asfalto, lo que desarrolla en la mezcla problemas asociados al daño por humedad y *stripping*.

A la fecha, el último documento técnico sobre diseño de mezclas tipo WMA es el n.° 691 del NCHRP, reportado por Bonaquist (2011). En este trabajo se resumen las conclusiones obtenidas del Proyecto NCHRP 09-43, cuyo objetivo fue desarrollar los criterios de diseño y análisis de mezclas WMA. De acuerdo con Bonaquist (2011), uno de los temas críticos que enfrentan las mezclas WMA es la falta de un procedimiento de diseño formal. En la mayoría de los proyectos de WMA construidos en los Estados Unidos, estas mezclas han sido diseñadas bajo los mismos criterios de las mezclas de concreto asfáltico - HMA, sin ningún cambio en la fórmula de trabajo. Una de las principales conclusiones reportadas por Proyecto NCHRP 09-43 fueron las diferencias encontradas entre el diseño de mezclas HMA y WMA:

- **Selección de materiales.** Con respecto al asfalto, este se envejece potencialmente menos en las mezclas WMA debido a las más bajas temperaturas de producción utilizadas. Se aconseja envejecer a corto plazo durante dos horas la mezcla, pero bajo la temperatura prevista de compactación en obra. Se recomienda utilizar el mismo grado de funcionamiento (PG, por sus siglas en inglés) del cemento asfáltico en mezclas WMA y HMA. Adicionalmente, mencionan que la recomendación general para mezclas WMA es utilizar cementos asfálticos de baja penetración y mayor grado de PG a altas temperaturas de servicio con el fin de mejorar la resistencia al ahuellamiento. Con respecto a los agregados no se encontraron diferencias. En los aditivos, mencionan que se debe tener en cuenta su efecto como los *anti-stripping* o mejoradores de adherencia; asimismo las temperaturas más bajas de producción también pueden limitar la eficacia de estos.

- **Diseño de la estructura de agregados.** Con respecto al tamaño máximo de partículas y gradaciones no se reportan diferencias. Sin embargo, se menciona que se necesita un proceso específico de almacenamiento y mezcla del agregado pétreo en la planta con el asfalto. Dado que el objetivo de WMA es producir mezclas con características de resistencia y funcionamiento similares a las de HMA, los criterios volumétricos usados en el diseño de WMA no deben diferir de los utilizados para HMA, sin embargo, los procedimientos utilizados para la fabricación de muestras en el laboratorio requieren modificaciones. La mayoría de los desarrolladores de procesos WMA han preparado procedimientos de laboratorio para la fabricación de las muestras; adicionalmente, se menciona que criterios como facilidad de recubrimiento, trabajabilidad, y compactibilidad deben ser tenidos en cuenta con mayor prioridad en vez de utilizar el criterio tradicional de equiviscosidad para establecer las temperaturas de mezclado y compactación, esto se debe principalmente a que existe evidencia creciente de que las reducciones de temperatura asociadas con muchos procesos de WMA no están relacionadas con el cambio en la viscosidad del *asfalto tibio* (Baumgardner, 2008; Hanz *et al.*, 2010).
- **Selección del contenido de asfalto.** La preparación del espécimen es diferente (temperaturas de mezcla y compactación, forma de fabricación, etc.). Con respecto al análisis volumétrico no se reportan diferencias ya que siempre se menciona que un paso importante de las mezclas WMA sería producirlas con características y propiedades comparables a las de HMA. Adicionalmente, una de las principales conclusiones extraídas de la investigación realizada en NCHRP Proyecto 09-43 radica en que las propiedades volumétricas del diseño de mezclas WMA y HMA son muy similares. Para mezclas HMA con pérdida de masa de asfalto ≤1 % en un ensayo de envejecimiento a corto plazo, las propiedades volumétricas de WMA diseñadas con los procedimientos desarrollados en NCHRP Proyecto 09-43 fueron esencialmente las mismas que las obtenidas a partir de un diseño HMA.
- **Evaluar la sensibilidad al agua (AASHTO T 283)**. La preparación del espécimen es diferente, tal como se mencionó con anterioridad. Con respecto a la forma como se debe ejecutar el ensayo no se señalan diferencias. Se reporta ampliamente que las mezclas WMA exhiben mayor sensibilidad a la humedad que las HMA (Hurley y Prowell, 2005, 2006b, 2006c); sin embargo, se recalca la necesidad de diseñar mezclas WMA con propiedades y características similares a HMA.
- **Análisis de funcionamiento.** La preparación del espécimen es diferente, como se había indicado. Con respecto a los ensayos de caracterización dinámica, se vuelve a recalcar la necesidad de ejecutar los mismos ensayos que se realizan sobre mezclas HMA porque en un futuro la idea es reproducir mezclas con propiedades similares; sin embargo, para el caso de la resistencia a la deformación permanente, recomiendan la ejecución del ensayo para determinar el *número de flujo* (AASHTO TP 79-09).

La investigación llevada a cabo en el Proyecto NCHRP 09-43 demostró que el diseño de mezclas WMA necesita cambios menores en comparación con la práctica actual de diseño de mezcla HMA. Aunque las propiedades volumétricas para HMA y WMA son similares, cuando la pérdida de masa del asfalto es ≤1 % en el ensayo

de envejecimiento a corto plazo de la mezcla, la compactibilidad, la sensibilidad a la humedad y la resistencia a la formación permanente de mezclas WMA serán probablemente diferentes a las que experimentan mezclas HMA diseñadas con los mismos agregados. A continuación se realizará un resumen del Proyecto de Apéndice de la AASHTO R 35 (requisitos especiales de diseño y métodos de WMA) desarrollado en el Proyecto NCHRP 09-43. De acuerdo con Bonaquist (2011), este Proyecto no es una versión definitiva para aplicación en el diseño de mezclas WMA, recomendándose utilizarlo a modo de prueba por los fabricantes de este tipo de mezclas ya que hay principalmente dos elementos del proceso de diseño de mezcla WMA que requieren investigaciones adicionales: por un lado, los procedimientos de fabricación de mezclas WMA en laboratorio no han sido estandarizados y, por otro, se necesita desarrollar un procedimiento de acondicionamiento de envejecimiento a corto plazo que sea aplicable tanto a mezclas WMA como HMA. Por lo anterior, Bonaquist (2011) menciona que al diseñar mezclas WMA se deben utilizar los criterios y procedimientos reportados en AASHTO R 35 para mezclas HMA y que solo se deben tener en cuenta para el caso de las mezclas WMA los aspectos considerados en el Proyecto de Apéndice que se resumirán a continuación:

Capítulo 3 del Apéndice - Equipo de laboratorio adicional. Se necesita contar en el laboratorio con los siguientes equipos para la fabricación de mezclas WMA:

- **Mezclador mecánico.** Un mezclador planetario con batidor de alambre que tenga una capacidad de cinco galones y cuchara mezcladora (ver figura 24).
- **Agitador mecánico de bajo cizallamiento.** Equipo utilizado para mezclar homogéneamente el aditivo con el asfalto (ver figura 25).
- **Equipo para espumar asfalto a escala en el laboratorio.** El dispositivo debe ser capaz de producir asfalto espumado en el laboratorio para muestras desde 10 a 20 kg aproximadamente (ver figura 26).

Figura 24. Mezcladoras mecánicas



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Figura 25. Agitador mecánico



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Figura 26. Equipo para espumar asfalto en el laboratorio



Fuente: Rettner y Hartleib (2013)

Capítulo 4. Proceso de selección WMA. La metodología reporta que es la entidad contratante la que debe escoger el proceso de fabricación de mezclas y de tecnología WMA más adecuado, con base en los siguientes criterios:

- Los datos disponibles de rendimiento.
- Costo de los aditivos.
- Temperaturas previstas de producción y compactación.
- Tasas de producción previstas.
- Capacidad de la planta de producción de mezcla.
- Modificaciones necesarias para utilizar con éxito el proceso de WMA con el equipo de laboratorio y de campo disponible.

Capítulo 5. Selección del PG del asfalto. La metodología recomienda utilizar el mismo PG del asfalto utilizado para mezclas HMA (sección n.° 5 de la AASHTO M 323). Sin embargo, recomiendan para mezclas WMA que se producen a temperaturas más bajas que 56 °C, en comparación con mezclas HMA, aumentar el grado de funcionamiento del asfalto en el rango de altas temperaturas de servicio con el fin de mejorar los requisitos de resistencia al ahuellamiento.

Capítulo 7. Fabricación de muestras en el laboratorio. El requerimiento de especímenes se presenta en la tabla 12.

Tabla 12. Requerimiento de especímenes para WMA

Ensayo	Tamaño (compactador giratorio)	Masa aproximada
Gravedad específica máxima.	No aplica.	500 a 6000 g dependiendo del tamaño máximo del espécimen.
Diseño volumétrico.	15 cm de diámetro y 11.5 cm de alto.	4700 g.
Cubrimiento de agregados.	No aplica.	500 a 6000 g dependiendo del tamaño máximo del espécimen.
Compactabilidad.	15 cm de diámetro y 11,5 cm de alto.	4700 g.
AASHTO T 283.	15 cm de diámetro y 9,5 cm de alto.	3800 g.
Número de flujo.	15 cm de diámetro y 17,5 cm de alto.	7000 g.

El agregado pétreo se debe calentar a 15 °C por encima de la temperatura planeada de elaboración de la mezcla, mientras que el asfalto se debe calentar a la temperatura de fabricación.

En términos generales, el procedimiento de fabricación de la mezcla WMA cuando se añade el aditivo al asfalto es el siguiente:

- Se deben seguir las especificaciones de mezcla y almacenamiento recomendadas por el proveedor.
- Calentar en horno el asfalto en un recipiente tapado a 135 °C hasta que esté fluido y se pueda verter. Se debe agitar de vez en cuando para asegurar su homogeneidad.

- Se debe añadir la cantidad requerida de aditivo en el asfalto y se agita con el agitador mecánico hasta que esté totalmente disperso en el ligante.
- Almacenar el asfalto ya modificado a temperatura ambiente en un recipiente cubierto hasta que se necesite para su uso en el diseño de la mezcla. Si hay necesidad de añadir un aditivo mejorador de adherencia, se deben seguir las instrucciones del fabricante.
- Los materiales que conforman la mezcla WMA deben ser combinados durante 90 segundos en el mezclador mecánico.
- La mezcla debe ser depositada en un espesor uniforme de 25 a 50 mm en una bandeja plana y de poca altura.
- Introducir la mezcla en un horno de envejecimiento para someterla a la temperatura de compactación de campo planificada durante dos horas —se recomienda agitar la mezcla después de la primera hora—.

Para el caso en el cual el aditivo es añadido a la mezcla y no al asfalto, el procedimiento general de fabricación es similar al anteriormente expuesto. La diferencia radica solamente en que el aditivo se añade a la mezcla y no previamente con el asfalto.

Las mezclas WMA fabricadas con agregados pétreos finos y húmedos deben emplear el siguiente procedimiento:

- Añadir el contenido de agua necesario para lograr la humedad deseada en el agregado. Este material se debe cubrir y dejar reposar al menos dos horas antes de la mezcla con la fracción caliente.
- Se debe añadir la cantidad requerida de aditivo en el asfalto y se agita con el agitador mecánico hasta que esté totalmente disperso en el ligante.
- Almacenar el asfalto ya modificado a temperatura ambiente en un recipiente cubierto hasta que se necesite para su uso en el diseño de la mezcla. Si hay necesidad de añadir un aditivo mejorador de adherencia, se deben seguir las instrucciones del fabricante.
- El asfalto y el aditivo se deben mezclar con el agregado en caliente en el mezclador mecánico durante 30 segundos. Inmediatamente después se debe añadir el agregado pétreo húmedo, para continuar mezclando en el mezclador por otros 60 segundos.
- La mezcla debe ser depositada en un espesor uniforme de 25 a 50 mm en una bandeja plana y de poca altura. Se debe comprobar que la temperatura de la mezcla esté entre 90 y 100 °C.
- Introducir la mezcla en un horno de envejecimiento para someterla a la temperatura de compactación de campo planificada durante dos horas —se recomienda agitar la mezcla después de la primera hora—.

Las mezclas WMA fabricadas con asfalto espumado deben emplear el siguiente procedimiento:

- Se requiere de un equipo especial para obtener el asfalto espumado. Adicionalmente, se deben seguir las instrucciones del equipo para fabricar dicho asfalto.
- Si hay necesidad de añadir un aditivo mejorador de adherencia, se deben seguir las instrucciones del fabricante.
- Los materiales que conforman la mezcla WMA (agregado pétreo y asfalto espumado) deben ser mezclados durante 90 segundos en el mezclador mecánico.
- La mezcla debe ser depositada en un espesor uniforme de 25 a 50 mm en una bandeja plana y de poca altura.
- Introducir la mezcla en un horno de envejecimiento para someterla a la temperatura de compactación de campo planificada durante dos horas —se recomienda agitar la mezcla después de la primera hora—.

Capítulo 8. Evaluación de la mezcla WMA. El contenido óptimo de asfalto tibio se establece conforme al procedimiento recomendado en la Sección 10 de la AASHTO R 35 para mezclas HMA. Una vez fabricadas las muestras con este contenido óptimo, se deben ejecutar los siguientes ensayos:

- Determinación del grado de partículas cubiertas de asfalto (AASHTO T-195). El criterio de cubrimiento recomendado es de al menos 95 % de las partículas de agregado grueso.

Grado de compactación. El criterio de grado de compactación recomendado es aquel en el cual la relación de giro (ver ecuación 2.8) debe ser menor o igual a 1,25. De acuerdo con Bonaquist (2011), este criterio debe considerarse provisional y sujeto a cambios ya que se basó en escasa y limitada investigación sobre el tema.

$$R = \frac{\left(N_{92}\right)_{T-30}}{\left(N_{92}\right)_{T}} \tag{2.8}$$

$\left(N_{92}\right)_{T-30}$ son los giros al 92 % de densidad relativa obtenidos a 30 °C por debajo de la temperatura de compactación planificada en obra; $\left(T_c\right)$ y $\left(N_{92}\right)_{T}$ son los giros al 92 % de densidad relativa obtenidos a la temperatura $\left(T_c\right)$.

- Sensibilidad a la humedad (AASHTO T 283). Los especímenes se deben compactar con un porcentaje de vacíos con aire de 7 ± 0.5 %, siguiendo los lineamientos de AASHTO T 312 (preparación y determinación de la densidad de mezclas HMA por medio del compactador giratorio). La resistencia en tracción indirecta de las muestras húmedas en el ensayo AASHTO T 283 (INV. E-725-13) debe ser cuando menos de 80 % con respecto a la condición de briquetas en estado seco.
- Determinación del número de flujo para mezclas HMA, usando el AMPT (*Asphalt Mixture Performance Tester*) - AASHTO TP 79-11(ver figura 27). Es un

ensayo que sirve para evaluar la resistencia a la deformación permanente de mezclas asfálticas. Los especímenes se deben compactar con un porcentaje de vacíos con aire de 7 ± 1,0 %. El ensayo se realiza a una temperatura de diseño para un 50 % de confiabilidad según se determina usando LTPP BIND versión 3,1. La temperatura se calcula para generar 2 cm de desplazamiento sobre mezclas asfálticas que conformarán capas de rodadura, base asfáltica o bases intermedias. El ensayo se ejecuta bajo un esfuerzo desviador cíclico de 600 kPa y un esfuerzo desviador de contacto de 30 kPa. En la tabla 13 se presenta el valor mínimo de número de flujo que se requiere dependiendo del nivel de tráfico.

Tabla 13. Valores mínimos de número de flujo para WMA

Ejes equivalentes [10^6] de 8,2 toneladas	Número de flujo mínimo
<3	No aplica
3 a <10	30
10 a <30	105
≥ 30	415

Figura 27. Equipo AMPT



Fuente: Rondón y Reyes (2015)

Contaminación ambiental asociada a los pavimentos

El deterioro del pavimento contribuye con una fracción de la masa contaminante en las vías, a su vez el tipo de contaminante generado depende de la composición de la mezcla de hormigón o asfalto, si se utiliza asfalto la correlación con la producción de contaminantes como aceites y grasas es superior a la obtenida con el hormigón como material de rodadura (Asplund, Mar y Ferguson, 1983). Los metales pesados predominantes en las vías son Zn y Pb (Hares y Ward, 1999; Gnecco, Berretta, Lanza y La-Barbera, 2005). Sin embargo, se puede encontrar Ni, Cu, Hg, Cr y Cd (Cole, Frederick, Healy y Rolan, 1984). Los usuarios de las vías y aquellos que viven en ambientes cercanos están potencialmente expuestos a estos metales (Essumang, Dodoo, Obiri y Oduro, 2006).

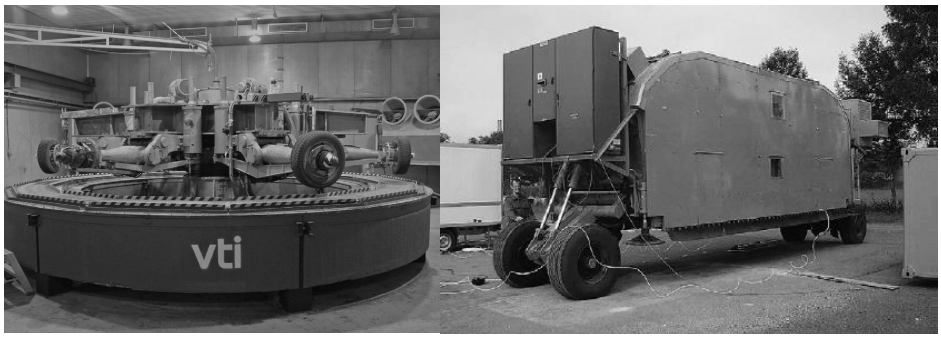
Por otro lado, Berbee, Rijs, Brouwer y Velzen (1999) reportaron que los pavimentos permeables contienen menores concentraciones de metales pesados (Pb, Zn y Cu), en comparación con los pavimentos impermeables; sin embargo, para mantener su permeabilidad y acción filtrante debieron ser regularmente limpiados.

Una de las metodologías más novedosas para evaluar la contaminación por material particulado en suspensión generado por los pavimentos es la de pista viaria para PM10 (i.e., de tamaño menor o igual a diez micras). La metodología se fundamentó en la recolección de muestras de PM10 en un simulador de superficies viarias. Kupiainen (2007), Gustafsson *et al.* (2008) y Gehrig *et al*. (2010) realizaron interesantes investigaciones acerca de las partículas en suspensión generadas por el desgaste del pavimento y la incorporación de arenas de tracción bajo la acción del tráfico. En este sentido, probablemente se podría asumir para la presente investigación que las arenas de tracción representarían el sedimento desprendido de superficies viales. A continuación se presenta una breve descripción de las metodologías propuestas por Kupiainen (2007), Gustafsson *et al*. (2008), y Gehrig *et al*. (2010).

El equipo de muestreo empleado en las investigaciones estuvo constituido por una instalación simuladora de una superficie viaria sometida a la acción del tráfico (i.e., pista circular o lineal de resistencia para pavimento) (ver figura 28). La instalación fue utilizada para simular el efecto del tipo de arena de tracción, llanta y superficie de rodadura en la formación de material en suspensión de tamaño inferior o igual a 10 μm. En las investigaciones de Kupiainen (2007) y Gustafsson *et al*. (2008) el simulador viario estuvo situado al interior de una caja hermética de un volumen determinado (entre 180-400 m^3), equipada con sistemas de ventilación y refrigeración para el control de la temperatura y humedad. En la investigación de Gehrig *et al*. (2010) se utilizaron dos simuladores que se encontraban al interior de cajas herméticas de 3 y 72 m^3. Las variables utilizadas en la investigación para evaluar el efecto en la generación del material en suspensión fueron las siguientes: cantidad de sedimento viario (0, 250, 300, 500, 1000, 2000 g/m^2), tipo de agregado de tracción (siete tipos de agregado y dos distribuciones granulométricas), tipo de llanta, velocidad de conducción (10-70 km/h) y tipo de pavimento (hormigón y asfalto). Adicionalmente, los investigadores estandarizaron el tamaño (175/70R13 y 295/65R22,5) y presión (2000 hPa) de la llanta empleada, y realizaron la simulación a partir de una carga viaria de 300 y 7500 kg.

Las muestras de aerosoles fueron recolectadas por Kupiainen (2007) y Gustafsson *et al*. (2008) con muestreadores de alto volumen (Wedding y Associates Sampler y Sierra-Andersen/GMW Model 12000, TSP y PM_{10}), impactadores virtuales (IV, $PM_{2,5\text{-}10}$ y $PM_{2,5}$) e impactadores de cascada de 12 etapas (0.045-10.7 µm). Todas las entradas fueron localizadas entre 1,5-2 m del anillo de conducción y a una altura de 2,5 m. Los metales pesados analizados por los investigadores fueron: Al, Ba, Cr, Cu, Fe, Mg, Mn, Ni, Pb y Zn; además, estos limitaron el tiempo de simulación del tráfico a 30 minutos y, posteriormente, la recolección del material en suspensión se realizó durante 45 minutos. Gehrig *et al*. (2010) recolectaron las muestras de aerosoles con un espectrómetro de medida de tamaño aerodinámico de partículas (TSI APS Model 3321), capacitado para un rango de tamaño entre 0,5-20 µm. Los metales pesados analizados por los investigadores fueron: Fe y Zn. Los investigadores limitaron el tiempo de simulación del tráfico entre 30 y 65 minutos.

Figura 28. Pista viaria para la simulación de material en suspensión



a) b)

Fuente: a) Gustafsson *et al.* (2008); b) Gehrig *et al.* (2010)

Dentro de las principales conclusiones de la investigación realizada por Kupiainen (2007) y de utilidad para este trabajo, se puede destacar la relación directa entre la cantidad de agregado de tracción (g/m^2) y la cantidad de material en suspensión de tamaño menor o igual a 10 micras (mg/m^3). Los investigadores reportaron una tendencial lineal con un coeficiente de determinación de 0,93. Por lo tanto, y a partir de la hipótesis planteada anteriormente para el agregado de tracción (i.e., equivalencia con el sedimento viario), existe la posibilidad de que parte de los metales asociados con el sedimento viario sean transferidos a la fase suspendida (PM_{10}), esta suposición fue confirmada por Gustafsson *et al*. (2008). Los investigadores encontraron un elevado enriquecimiento del PM_{10} con Cu y Zn; metales asociados con el desgaste de las llantas del simulador. Adicionalmente, en la exploración realizada por Gustafsson *et al*. (2008) se reportó que la concentración de PM_{10} alcanzaba un valor de equilibrio después de 20 minutos de simulación.

Metodología, resultados y análisis

Caracterización de materiales

Agregados pétreos

El agregado pétreo para la fabricación de las mezclas provino de la planta de asfaltos Concrescol S.A., el cual ha sido un material ampliamente caracterizado por el grupo de investigación Topovial. En la tabla 14 se presentan los valores obtenidos de los ensayos de caracterización ejecutados al agregado pétreo.

Tabla 14. Caracterización del agregado pétreo

Ensayo	Método	Requisito	Resultado
Gravedad específica agregado de 1".	AASHTO T 84-00	-	2,51
Gravedad específica aparente agregado de 1"	AASHTO T 85-91	-	2,61
Adsorción agregado de 1".		-	1,75%
Gravedad específica agregado de 3/4".		-	2,52
Gravedad específica aparente agregado de 3/4".		-	2,65
Adsorción agregado de 3/4".		-	1,85%
Gravedad específica agregado de 1/2".		-	2,48
Gravedad específica aparente agregado de 1/2".		-	2,65
Adsorción agregado de 1/2".		-	2,2%
Gravedad específica arena de rio.		-	2,51
Gravedad específica aparente arena de rio.		-	2,64
Adsorción arena de rio.		-	1,68%
Equivalente de arena.	AASHTO T 176 – 02	50% mínimo	76%
Caras fracturadas a una cara.	ASTM D 5821-01	75% mínimo	87%
Límites líquido y plástico.	ASTM D 4318-00	0%	0%
Índice de alargamiento.	NLT 354-91	10% máximo	9,5%
Índice de aplanamiento.	NLT 354-91	10% máximo	9,5%
Ataque en sulfato de magnesio.	ASTM C 88-99a	18% máximo	12,9%
Micro-Deval.	AASHTO T327-05	25% máximo	22,3%
10% de finos (resistencia en seco).	DNER-ME 096-98	90 kN mínimo	115 kN
10% de finos (relación húmedo/seco).		75% mínimo	83%
Resistencia en Máquina de los Ángeles.	AASHTO T 96 – 02	35% máximo	24,6%

Se observa en la tabla 14 que los valores de cada uno de los ensayos cumplen con el requisito mínimo de calidad (tabla 7) exigido por las especificaciones (Invías, 2013) para fabricar mezclas de concreto asfáltico. Con base en los resultados de desgaste en la máquina de Los Ángeles, Micro-Deval y 10% de finos se reporta, que el agregado pétreo grueso empleado para la fabricación de las mezclas asfálticas del presente estudio es de alta resistencia al desgaste por impacto y por abrasión, así como al fracturamiento de partículas. Asimismo, se observa que dicho agregado pétreo es de buena resistencia a desintegrarse cuando dentro de sus poros, el agua expande por congelamiento (ensayo de sanidad en sulfato de sodio) y presenta partículas con formas ideales (redondeadas con caras angulares y fracturadas con muy poco contenido de partículas alargadas y aplanadas) para desarrollar un buen esqueleto granular que ayude en procesos de compactación de mezclas asfálticas, así como a resistir cargas estáticas, dinámicas o de impacto. Adicionalmente, se percibe que las partículas finas no presentan contenido de arcilla, materia orgánica en exceso o de polvo que generen disminución de adherencia entre el agregado pétreo y el asfalto, y disminución de resistencia y durabilidad de la mezcla por exceso de finos o contaminantes.

Cemento asfáltico

El cemento asfáltico CA 60-70 utilizado es producido en Barrancabermeja por Ecopetrol y fue escogido debido a que es el más utilizado en la fabricación de mezclas asfálticas en Colombia. Cabe aclarar que a este cemento se le realizaron los ensayos típicos que exige la especificación del Invías (2013) para caracterizarlo y los resultados se presentan en la tabla 15. Al igual que el agregado pétreo, el CA 60-70 cumple los requisitos mínimos de calidad (tabla 3) exigidos por las especificaciones del Invías (2013) para fabricar mezclas de concreto asfáltico.

Tabla 15. Características generales del CA 60-70

Ensayo	Método	Unidad	Requisito		Valor
			Mínimo	Máximo	
Ensayos sobre el CA original					
Penetración (25°C, 100 g, 5 s).	ASTM D-5	0,1 mm	60	60	62,5
Índice de penetración.	NLT 181/88	-	-1.2	+0,6	-0.7
Punto de ablandamiento.	ASTM D-36-95	°C	48	54	52,5
Viscosidad absoluta (60°C).	ASTM D-4402	Poises	1500	-	1750
Gravedad específica.	AASHTO T 228-04	-	-	-	1,012
Viscosidad a 135 °C.	AASHTO T-316	Pa-s	-	-	0,36
Ductilidad (25°C, 5cm/min).	ASTM D-113	cm	100	-	>105
Ensayos sobre el residuo del CA luego del RTFOT					
Pérdida de masa.	ASTM D-2872	%	-	0,8	0,47
Penetración (25°C, 100 g, 5 s), en porcentaje de la penetración original.	ASTM D-5	%	50	-	72
Incremento en el punto de ablandamiento	ASTM D-36-95	°C	-	9	5

Aditivo HUSIL

El aditivo químico líquido empleado actúa como una zeolita sintética y en el presente documento técnico se denomina HUSIL. Este aditivo es un material inorgánico que no inflama y no es considerado peligroso o material contaminante por el "Globally Harmonized System of Classification and Labelling of Chemicals" (United Nations Economic Commissions for Europe (Unece), 2013). Adicionalmente es un material que presenta valores de pH entre 10 y 12 y no es considerado cancerígeno o teratogénico.

El nombre real del aditivo no se reporta, ya que se prevé un posible desarrollo tecnológico a futuro o secreto industrial. El aditivo inicialmente se agregó al asfalto en proporciones de 0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 2,5; 5,0; 7,5 y 10,0% con respecto a su masa (HUSIL/CA=0,25; 0,5; 0,75; 1,0; 2,5; 5,0; 7,5 y 10,0%). La mezcla entre el asfalto y el aditivo se realizó a una temperatura de 80 °C durante 1 minuto (ver figura 29). Esta temperatura y tiempo de mezcla fueron escogidos teniendo en cuenta que el aditivo espuma el asfalto aproximadamente a 80 °C y no se quería perder el efecto del espumado sometiendo ambos componentes a tiempos de mezcla elevados. En la tabla 16 se presentan los resultados de los ensayos de caracterización típicos realizados sobre el CA 60-70 modificado con el aditivo HUSIL.

Figura 29. Asfalto modificado con HUSIL/CA=1%.
Antes y durante el proceso de espumado

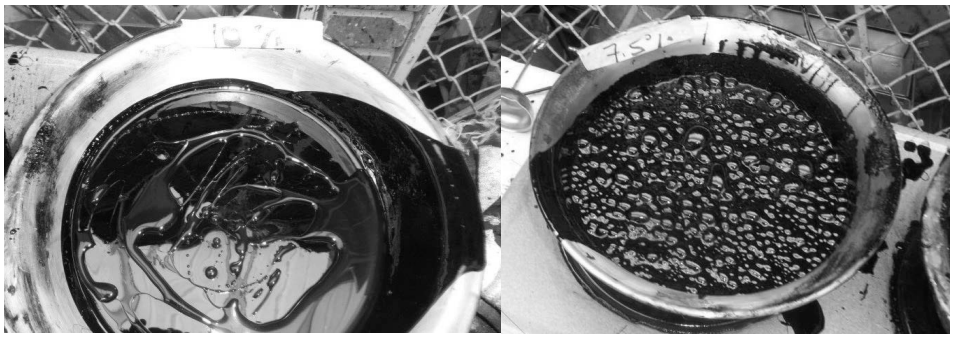


Tabla 16. Caracterización del CA 60-70 modificado con HUSIL

HUSIL/CA [%]	Peso específico [-]	Penetración [mm/10]	Punto de ablandamiento [°C]	Ductilidad [mm]	Punto de Inflamación [°C]
0,0	1,0120	65,0	44,3	142,5	326
0,5	1,0230	48,8	53,3	87,5	333
1,0	1,0300	41,3	52,5	49,0	343
2,5	1,0316	43,2	49,0	46,5	354
5,0	1,0300	48,3	48,3	65,5	384
7,5	1,0361	50,1	47,7	68,5	390
10,0	1,0451	52,3	47,4	80,0	404

En la tabla 16 se observa que: *a*) el aditivo incrementa la gravedad específica de la mezcla asfalto-aditivo a medida que incrementa el contenido de HUSIL; lo anterior es debido principalmente a que el aditivo presenta una mayor gravedad específica (1,32 g/cm^3) que el asfalto CA 60-70 sin modificar (1,012 g/cm^3); *b*) el asfalto modificado con el aditivo incrementa su resistencia a inflamar a altas temperaturas; *c*) el aditivo tiende a rigidizar notablemente el asfalto y las mayores rigideces se presentan cuando el aditivo se agrega en proporciones de HUSIL/CA= 0,75% y 1,0% (incrementa el punto de ablandamiento y disminuye la penetración, ver figuras 30 y 31); *d*) la ductilidad disminuye de manera lógica ya que el aditivo se rigidiza cuando ocurre el enfriamiento del asfalto modificado luego de que este ha espumado.

Figura 30. Penetración (ASTM D-5, 25 °C, 100 g, 5 s) con HUSIL/CA

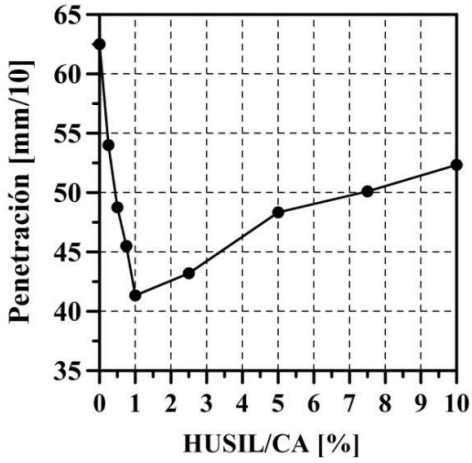
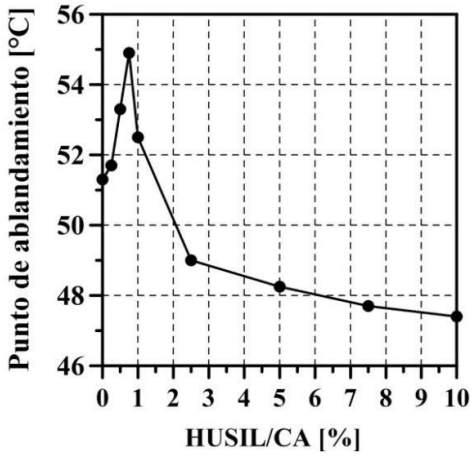


Figura 31. Punto de ablandamiento (ASTM D-36-95) con HUSIL/CA



Los resultados de penetración y punto de ablandamiento del asfalto modificado con el aditivo son coherentes con los obtenidos en los ensayos de caracterización reológica a temperaturas altas de servicio empleando un reómetro dinámico de corte (AASHTO T 315-05). Las tablas 17 y 18 muestran los resultados de caracterización reológica del asfalto de referencia (sin aditivo, HUSIL/CA=0%) y modificado con HUSIL/CA=1%, respectivamente. El grado de desempeño a altas e intermedias temperaturas de servicio del asfalto de referencia CA 60-70 (sin aditivo, HUSIL/CA=0%) es 58 °C ($|G^*|/\sin\delta$ >1,0 kPa para asfalto sin envejecer y $|G^*|/\sin\delta$ >2,2 kPa para asfalto envejecido en RTFOT) y 22 °C ($|G^*|\sin\delta$ <5000 kPa para asfalto envejecido en RTFOT + PAV), respectivamente. G^*, δ , RTFOT y PAV se refieren a módulo de corte complejo, ángulo de fase, envejecimiento a corto plazo en horno de película delgada rotatorio y envejecimiento a largo plazo en vasijas sometidas a presión, respectivamente. Cuando se modificó el asfalto CA 60-70 con HUSIL/CA=1% el grado de desempeño a altas temperaturas de servició aumentó a 70 °C, lo cual es indicador de un ligante más resistente a fenómenos como el ahuellamiento en climas de alta temperatura. Adicionalmente, a temperaturas intermedias, el grado de desempeño mejoró (disminuyó de 22 a 19 °C), debido tal vez a que el aditivo aumenta la resistencia del asfalto al envejecimiento. No se ejecutaron ensayos de caracterización reológica a bajas temperaturas de servicio porque el objeto de estudio fue para países tropicales como Colombia.

Tabla 17. Caracterización reológica del asfalto CA 60-70

Temperatura [°C]	Frecuencia [rad/s]	δ [°]	G^* [Pa]	$\lvert G^*\rvert/\sin\delta$ [kPa]	$\lvert G^*\rvert \cdot \sin\delta$ [kPa]]
CA 60-70 no envejecido					
58	10	87	2470	2,473	2,467
64	10	88	1002	1.00	1.00
70	10	89	453	0,453	0,453
CA 60-70 envejecido en RTFOT					
52	10	83	11062	11,15	10,98
58	10	85	4276	4,29	4,26
64	10	87	1701	1,70	1,70
CA 60-70 envejecido en RTFOT + PAV					
16	10	44	14266000	20537	9910
19	10	45	10193000	14415	7208
22	10	47	6659000	9105	4870

Tabla 18. Caracterización reológica del asfalto modificado (HUSIL/CA=1%)

Temperatura [°C]	Frecuencia [rad/s]	δ [°]	G^* [Pa]	$\lvert G^* \rvert / \sin\delta$ [kPa]	$\lvert G^* \rvert \cdot \sin\delta$ [kPa]]
CA 60-70 modificado con HUSIL/CA=1%. no envejecido					
64	10	66,5	2358,3	2,57	2,16
70	10	69	1280,5	1,37	1,20
76	10	70	888,2	0,95	0,83
CA 60-70 modificado con HUSIL/CA=1%. envejecido en RTFOT					
64	10	72,4	8685	9,11	8,28
70	10	76,3	4072	4,19	3,96
76	10	79,8	1899	1,93	1,87
CA 60-70 modificado con HUSIL/CA=1%. envejecido en RTFOT + PAV					
16	10	31,5	11700000	22392	6113
19	10	32,6	8570000	15907	4617
22	10	33,9	6150000	11027	3430

Diseño de mezclas asfálticas de referencia

Las mezclas de referencia o de control que se utilizaron para evaluar el comportamiento que experimentará la mezcla asfáltica tibia a desarrollar serán las del tipo denso y en caliente MDC-10, MDC-19 y MDC-25 (Invías, 2013). Estas mezclas fueron escogidas debido a que son las más utilizadas para la conformación de capas asfálticas en proyectos de construcción y pavimentación vial en Colombia. La granulometría de estas mezclas se presenta en la tabla 19.

Tabla 19. Granulometría agregados pétreos para la fabricación de las mezclas

TAMIZ		Porcentaje que Pasa		
Normal	**Alterno**	**MDC-10**	**MDC-19**	**MDC-25**
25,0 mm	1"	100,0	100	100
19,0 mm	3/4"	100,0	100	87,5
12,5 mm	1/2"	100,0	87,5	76,0

9,5 mm	3/8"	100,0	79,0	68,5
4,75 mm	N.° 4	76,0	57,0	51,0
2,00 mm	N.° 10	52,0	37,0	37,0
0,425 mm	N.° 40	22,5	19,5	19,5
0,180 mm	N.° 80	14,0	12,5	12,5
0,075 mm	N.° 200	7,5	6,0	6,0

Luego de realizar los ensayos al agregado pétreo y al ligante asfáltico se fabricaron cinco briquetas (compactadas a 75 golpes por cara) para cada porcentaje de asfalto de 4,5%, 5,0%, 5,5% y 6,0%, con el fin de realizar el diseño Marshall (AASHTO T 245-97, 04) para determinar el contenido óptimo de asfalto de las mezclas de control en caliente tipo MDC-10, MDC-19 y MDC-25 (sin aditivo HUSIL, HUSIL/CA=0%). La distribución de masas del agregado pétreo y del asfalto se presenta en las tablas 20, 21 y 22. La temperatura de compactación (TC) y de mezcla (TM) en el laboratorio fue de 140 °C y 150 °C respectivamente. Estos valores fueron obtenidos con base en el criterio establecido por la especificación ASTM D6925, en donde la viscosidad requerida para obtener las temperaturas de fabricación y de compactación de mezclas asfálticas en caliente del tipo denso son de 85±15 SSF (170 cP) y 140±15 SSF (280 cP) respectivamente.

El resumen de los resultados del ensayo Marshall ejecutado sobre las mezclas de control se presenta en las tablas 23, 24 y 25, y de manera esquemática se presentan en las figuras 32 a-d.

Tabla 20. Distribución de masas de asfalto y agregados pétreos para mezcla MDC-10

TAMIZ	TAMIZ [mm]	% PASA	% RETENIDO	CA=4,5% [54 g]	CA=5,0% [60 g]	CA=5,5% [66 g]	CA=6,0% [72 g]
			Masa del agregado pétreo [g]				
3/8"	9,50	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	4,75	76,0	24,0	275,0	273,6	272,2	270,7
10	2,00	52,0	24,0	275,0	273,6	272,2	270,7
40	0,43	22,5	29,5	338,1	336,3	334,5	332,8
80	0,18	14,0	8,5	97,4	96,9	96,4	95,9
200	0,075	7,5	6,5	74,5	74,1	73,7	73,3
FONDO	-	0,0	7,5	86,0	85,5	85,1	84,6

Tabla 21. Distribución de masas de asfalto y agregados pétreos para mezcla MDC-19

TAMIZ	TAMIZ [mm]	% PASA	% RETENIDO	CA=4,5% [54 g]	CA=5,0% [60 g]	CA=5,5% [66 g]	CA=6,0% [72 g]
			Masa del agregado pétreo [g]				
3/4"	19,00	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1/2"	12,50	87,5	12,5	143,3	142,5	141,8	141,0
3/8"	9,50	79,0	8,5	97,4	96,9	96,4	95,9
4	4,75	57,0	22,0	252,1	250,8	249,5	248,2
10	2,00	37,0	20,0	229,2	228,0	226,8	225,6
40	0,43	19,5	17,5	200,6	199,5	198,5	197,4
80	0,18	12,5	7,0	80,2	79,8	79,4	79,0
200	0,075	6,0	6,5	74,5	74,1	73,7	73,3
FONDO	-	0,0	6,0	68,8	68,4	68,0	67,7

Tabla 22. Distribución de masas de asfalto y agregados pétreos para mezcla MDC-25

TAMIZ	TAMIZ [mm]	% PASA	% RETENIDO	CA=4,5% [54 g]	CA=5,0% [60 g]	CA=5,5% [66 g]	CA=6,0% [72 g]
			Masa del agregado pétreo [g]				
1"	25,00	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3/4"	19,00	87,5	12,5	143,3	142,5	141,8	141,0
1/2"	12,50	76,0	11,5	131,8	131,1	130,4	129,7
3/8"	9,50	68,5	7,5	86,0	85,5	85,1	84,6
4	4,75	51,0	17,5	200,6	199,5	198,5	197,4
10	2,00	37,0	14,0	160,4	159,6	158,8	157,9
40	0,43	19,5	17,5	200,6	199,5	198,5	197,4
80	0,18	12,5	7,0	80,2	79,8	79,4	79,0
200	0,075	6,0	6,5	74,5	74,1	73,7	73,3
FONDO		0,0	6,0	68,8	68,4	68,0	67,7

Tabla 23. Resumen del ensayo Marshall ejecutado sobre la mezcla MDC-10

CA [%]	Estabilidad [N]	Flujo [mm]	E/F [kN/mm]	Densidad bulk [g/cm^3]	Vacíos en la mezcla [%]	Vacíos en agregados [%]
4,5	10437,7	3,05	3,56	2,218	8,66	18,53
5,0	12473,5	3,18	4,09	2,237	7,19	18,25
5,5	14139,2	3,15	4,67	2,239	6,45	18,62
6,0	13711,4	3,28	4,35	2,245	5,51	18,83

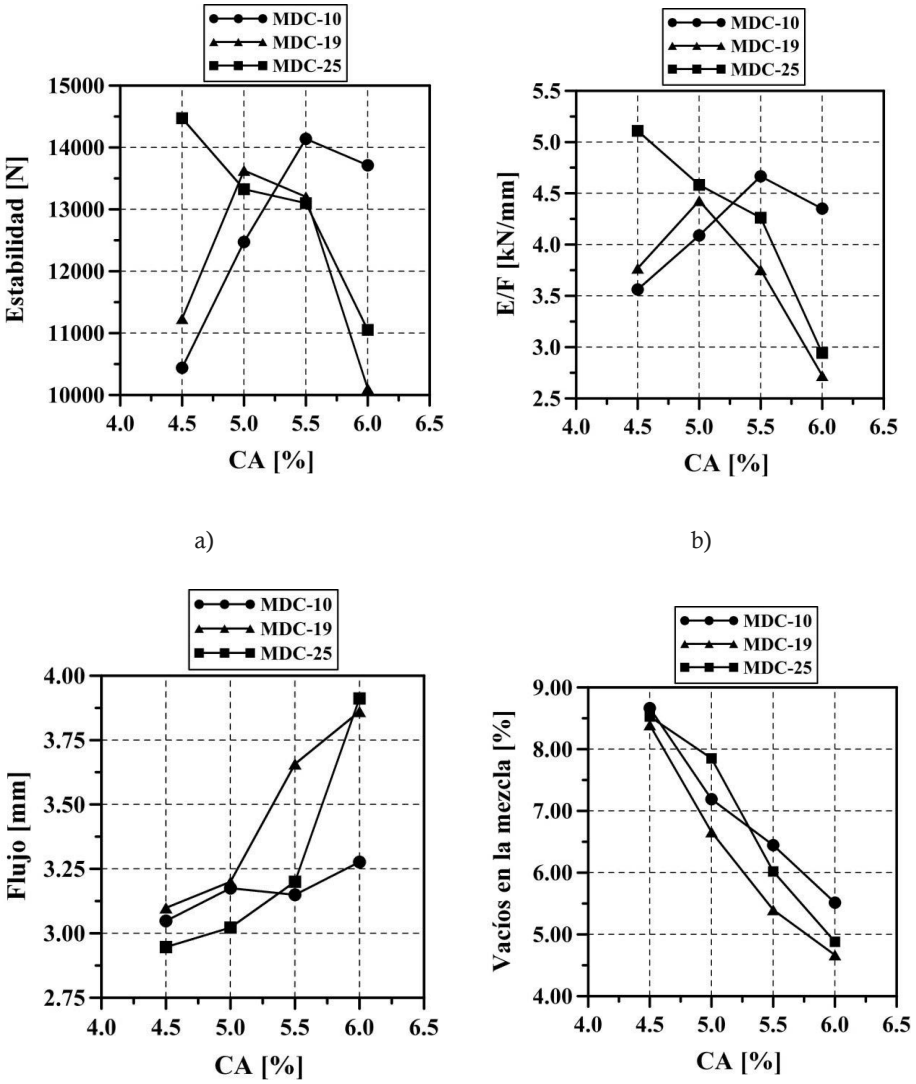
Tabla 24. Resumen del ensayo Marshall ejecutado sobre la mezcla MDC-19

CA [%]	Estabilidad [N]	Flujo [mm]	E/F [kN/mm]	Densidad bulk [g/cm^3]	Vacíos en la mezcla [%]	Vacíos en agregados [%]
4,5	11233,1	3,10	3,77	2,225	8,39	18,28
5,0	13628,5	3,20	4,43	2,250	6,66	17,78
5,5	13202,6	3,66	3,75	2,264	5,40	17,70
6,0	10105,9	3,86	2,72	2,265	4,67	18,10

Tabla 25. Resumen del ensayo Marshall ejecutado sobre la mezcla MDC-25

CA [%]	Estabilidad [N]	Flujo [mm]	E/F [kN/mm]	Densidad bulk [g/cm^3]	Vacíos en la mezcla [%]	Vacíos en agregados [%]
4,5	14472,4	2,95	5,11	2,221	8,53	18,41
5,0	13325,6	3,02	4,58	2,222	7,85	18,83
5,5	13098,8	3,20	4,26	2,249	6,02	18,24
6,0	11051,8	3,91	2,94	2,260	4,88	18,28

Figura 32. Resultados del ensayo Marshall para mezclas MDC-10, MDC-19, MDC-25



Con base en los resultados reportados del ensayo Marshall se concluye que los porcentajes óptimos de asfalto son de 5,8%, 5,3% y 5,5% para las mezclas MDC-10, MDC-19, MDC-25, respectivamente. Estos contenidos de asfalto fueron obtenidos con base en los criterios establecidos por el Invías (2013), los cuales fueron presentados en la tabla 9. La gravedad específica bulk y el contenido de vacíos de las mezclas fueron medidos con base en la especificación de ensayo ASTM D2726.

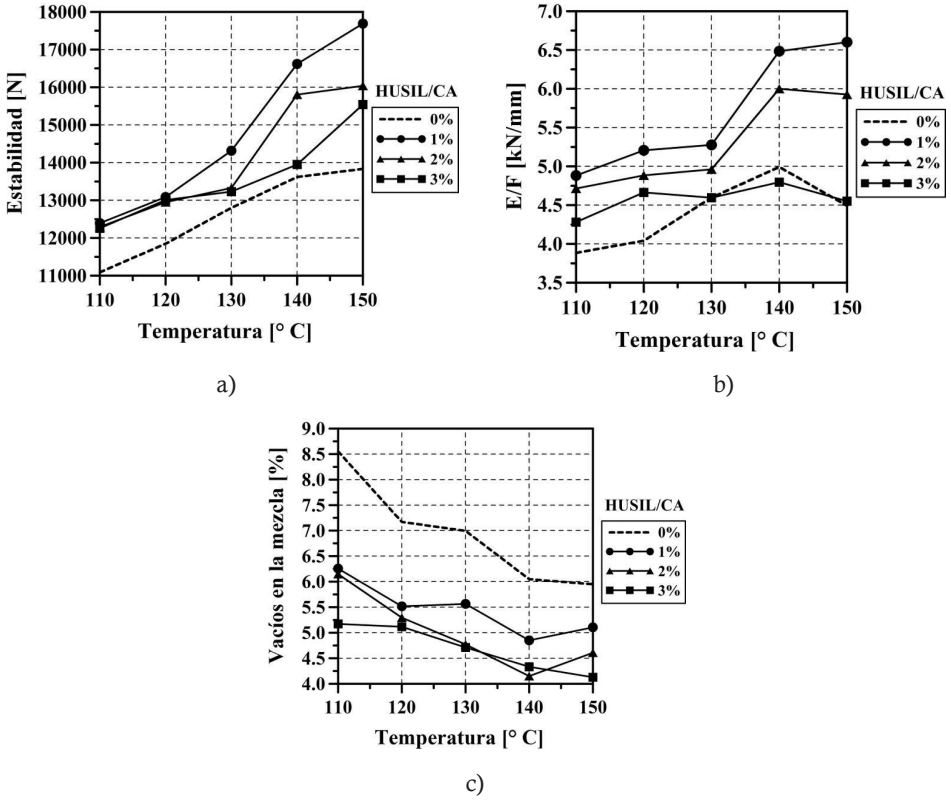
Ensayo Marshall sobre mezclas de referencia y modificadas con el aditivo

Empleando el contenido óptimo de asfalto, fueron fabricadas mezclas asfálticas modificadas tipo MDC-10, MDC-19 y MDC-25 (HUSIL/CA = 1%, 2%, 3%) y no modificadas (HUSIL/CA = 0%), bajo temperaturas de mezcla TM de 150, 140, 130, 120 y 110 °C. Por cada temperatura de mezcla y relación HUSIL/CA se fabricaron 5 briquetas Marshall compactadas a 75 golpes por cara. Esta fase experimental se ejecutó con el fin de evaluar la influencia de las siguientes variables: temperatura de mezcla (TM), relación HUSIL/A, evolución de la composición volumétrica de las mezclas y su resistencia bajo carga monotónica (Estabilidad – E, Flujo – F y relación E/F). El aditivo se agregó al asfalto CA 60-70 en el momento en que dicho ligante se mezclaba con el agregado pétreo.

En las figuras 33, 34 y 35 se presentan los resultados de los ensayos Marshall ejecutados. Las imágenes muestran el incremento típico de los vacíos con aire que desarrollan las mezclas asfálticas cuando disminuye TM debido a la pérdida de trabajabilidad y dificultad de compactarlas cuando el ligante asfáltico aumenta la viscosidad producto de una disminución de la temperatura. También se observa que los menores vacíos con aire los desarrollan las mezclas cuando se adiciona el aditivo en proporciones de HUSIL/CA=1% y 2% con respecto a la masa del asfalto, esto debido a que en dichos porcentajes de adición, la compactabilidad de la mezcla mejora ya que el aditivo espuma el asfalto, disminuyendo la viscosidad del mismo a altas temperaturas, facilitando un más fácil recubrimiento de los agregados. Adicionalmente se nota de manera lógica, que al reducir la TM disminuye la estabilidad y la relación E/F (resistencia bajo carga monotónica en el ensayo Marshall) de las mezclas sin modificar y modificadas, ya que la porosidad de las mismas incrementa. Ahora bien, con respecto a las mezclas de control fabricadas sin aditivo (HUSIL/CA=0%), las mezclas modificadas con una relación HUSIL/CA=1% experimentan mayor resistencia y rigidez bajo carga monotónica para cualquier temperatura de mezcla; lo anterior es debido principalmente a que: *a*) las mezclas modificadas presentan menor porosidad que las mezclas de referencia; *b*) el asfalto modificado es más rígido que el convencional.

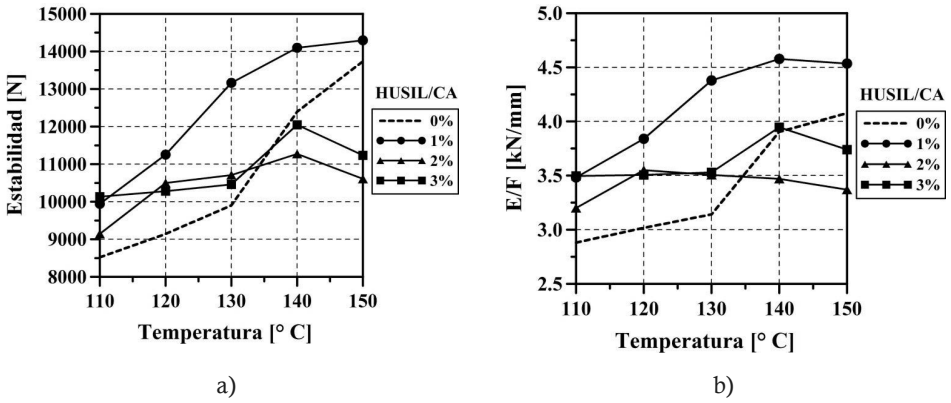
Por otro lado, analizando las figuras, nos damos cuenta que la magnitud de la Estabilidad (máxima carga monotónica que resiste la briqueta) de las mezclas modificadas con HUSIL/CA=1% es igual al de la mezcla MDC-10 de control (HUSIL/CA=0%) cuando las primeras se fabrican a 25 °C menos con respecto a la TM de control (150 °C). Para el caso de las mezclas MDC-19 y MDC-25 modificadas, esta disminución de la temperatura para alcanzar una magnitud de Estabilidad igual al de las mezclas de control es de 15 °C y 32 °C, respectivamente. Con respecto a la relación E/F (denominada por algunos investigadores como rigidez Marshall), la disminución de la temperatura que se logra en las mezclas modificadas con HUSIL/CA=1% para alcanzar una magnitud igual al de las mezclas de control MDC-10, MDC-19 y MDC-25 es de 40 (e incluso superior a este valor), 26 y 21 °C, respectivamente.

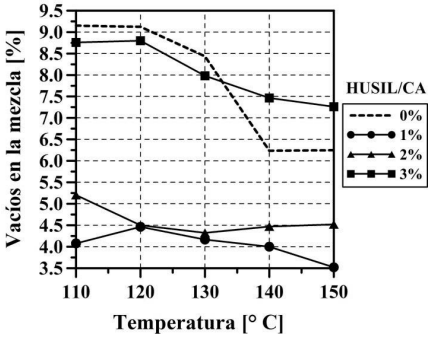
Figura 33. Influencia de la temperatura en el ensayo Marshall sobre la mezcla asfáltica de control MDC-10 (HUSIL/CA=0%) y las modificadas (HUSIL/CA=1%, 2%, 3%)



a) estabilidad; b) relación E/F y c) vacíos en la mezcla.

Figura 34. Influencia de la temperatura en el ensayo Marshall sobre la mezcla asfáltica de control

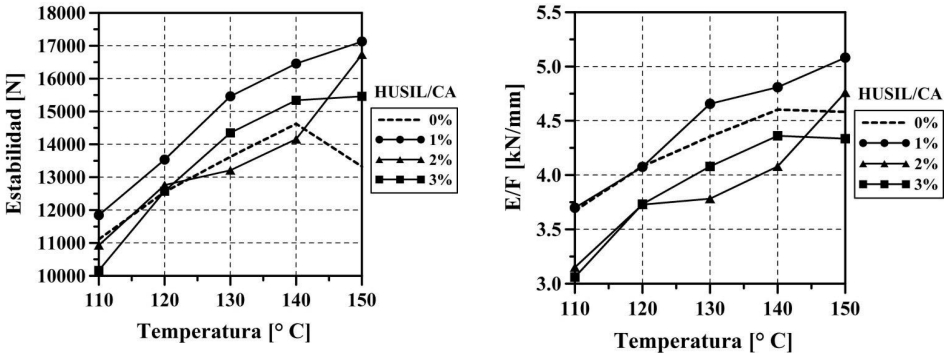




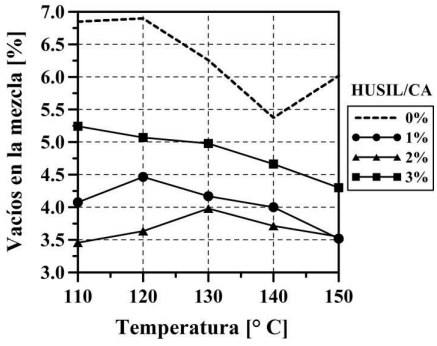
c)

a) Estabilidad; b) relación E/F y c) vacíos en la mezcla.

Figura 35. Influencia de la temperatura en el ensayo Marshall sobre la mezcla asfáltica de control MDC-25 (HUSIL/CA=0%) y las modificadas (HUSIL/CA=1%, 2%, 3%)



a) b)



c)

astabilidad; b) relación E/F y c) vacíos en la mezcla.

Fabricación de mezclas asfálticas tibias WMA

Para la fabricación de las mezclas tibias WMA-10, WMA-19 y WMA-25, se escogió una relación HUSIL/CA=1% y TM=120 °C con base en: *a*) los resultados de los ensayos Marshall; *b*) tener al menos una disminución de 30 °C en la temperatura de mezcla con respecto a la de referencia en caliente, y *c*) los resultados de los ensayos de caracterización y reología del asfalto modificado. La fabricación se realizó efectuando el mismo procedimiento descrito en la especificación INV. E-748-13 (Invías, 2013a) pero mezclando al mismo tiempo el agregado, el cemento asfáltico y el aditivo a una temperatura de 120 °C.

Ensayos de tracción indirecta

La tabla 26 presenta los resultados del ensayo de tracción indirecta ejecutado sobre las mezclas asfálticas en caliente MDC-10, MDC-19 y MDC-25 de referencia (HUSIL/CA = 1%, TM=150 °C) y las tibias WMA-10, WMA-19 y WMA-25 (HUSIL/CA = 1%, TM=120 °C). Estos ensayos fueron realizados con base en la especificación AASHTO T 283-03. Tres muestras de cada mezcla fueron ensayadas bajo condición seca (S) y las otras tres en condición húmeda (W, sumergidas en agua obteniendo un grado de saturación entre 75–80%). Con los resultados del ensayo se calculó la resistencia al daño por humedad TSR mediante la relación W/S. Cada ensayo se ejecutó entonces sobre seis muestras (36 muestras en total equivalentes a seis mezclas asfálticas) con porcentajes de vacíos oscilando entre 7±1% como lo recomienda la especificación AASHTO T 283-03. Con los ensayos Marshall y tensión indirecta se evaluó la resistencia de las mezclas bajo carga monotónica. En la siguiente tabla se observa que las mezclas asfálticas tibias WMA presentan una mayor resistencia al daño por humedad y a tracción indirecta bajo condición seca y húmeda con respecto a las convencionales de referencia MDC; lo anterior induce a pensar que el HUSIL podría estar actuando como un aditivo *anti-stripping*.

Tabla 26. Resultados ensayo de resistencia a la tracción indirecta

Mezcla	Vacíos en la mezcla [%]	Método	Condición de la muestra		TSR (W/S) [%]
			Seca - S [kPa]	Sumergida - W [kPa]	
HMA-10 (HUSIL/AC = 0%, TM = 150 °C)	6,9	AASHTO T 283-03	2792	2106	75,4%
WMA-10 (HUSIL/AC = 1%, TM = 120 °C)	7,0		2891	2262	78,2%

HMA-19 (HUSIL/AC = 0%, TM = 150 °C)	7,2	3184	2388	75,0%
WMA-19 (HUSIL/AC = 1%, TM = 120 °C)	7,1	3203	2460	76,8%
HMA-25 (HUSIL/AC = 0%, TM = 150 °C)	6,8	2785	2109	75,7%
WMA-25 (HUSIL/AC = 1%, TM = 120 °C)	6,6	2811	2276	81,0%

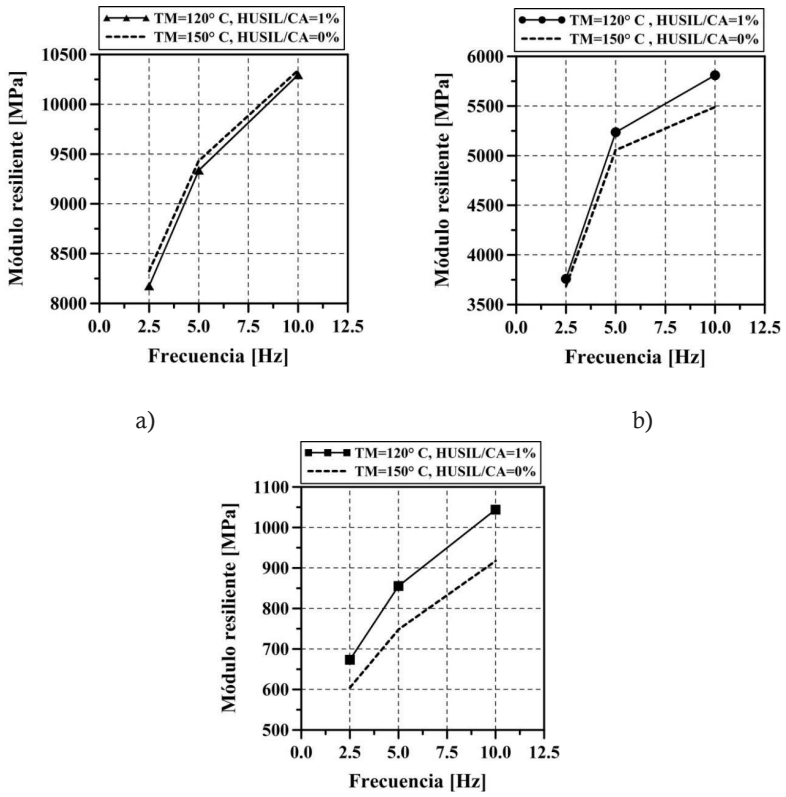
Ensayos de caracterización dinámica

Módulo resiliente

Sobre las mezclas asfálticas en caliente MDC-10, MDC-19 y MDC-25 de referencia (HUSIL/CA = 1%, TM=150 °C) y las tibias WMA-10, WMA-19 y WMA-25 (HUSIL/CA = 1%, TM=120 °C) fueron ejecutados ensayos de módulo resiliente (ASTM D 4123 – 82) bajo tres temperaturas (10, 20 y 30 °C) y frecuencias de carga (2,5; 5,0 y 10,0 Hz) utilizando un equipo Nottingham Asphalt Tester (NAT). Cada ensayo de módulo resiliente fue realizado sobre nueve muestras (tres por cada temperatura) y los resultados se presentan en las figuras 36, 37 y 38, en estas se observa que las mezclas asfálticas tibias WMA experimentan mayor rigidez bajo carga cíclica que las de referencia MDC bajo temperaturas de ensayo intermedias (15 °C) y altas (40 °C). A bajas temperaturas (5 °C), la mezcla tibia WMA-25 experimenta superior módulo resiliente en comparación con la mezcla de control MDC-25, pero en las otras dos granulometrías, las mezclas MDC-10 y MDC-19 desarrollan ligeramente mayor módulo en comparación con las tibias WMA-10 y WMA-19. Los mayores incrementos en rigidez se obtienen cuando aumenta el tamaño máximo de partícula en las mezclas.

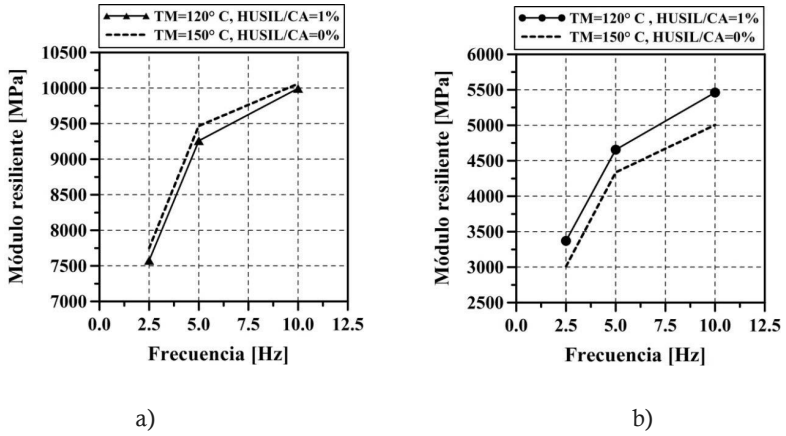
Para temperatura de ensayo de 5 °C, el incremento en rigidez de la mezcla WMA-25 oscila entre 15% y 32% con respecto a la MDC-25 los cuales se encuentran entre 17% a 30% y 72% a 156% cuando las temperaturas de ensayo son de 15 °C y 40 °C, respectivamente. Para el caso de la mezcla WMA-19, el incremento en rigidez promedio es de 9,3% para temperaturas de ensayo de 15 °C y 40 °C con respecto a la MDC-19. Las mezclas WMA-10 reportan un incremento promedio de rigidez de 3,8% y 13,2% para temperaturas de ensayo de 15 °C y 40 °C respectivamente, con respecto a la MDC-10 de referencia.

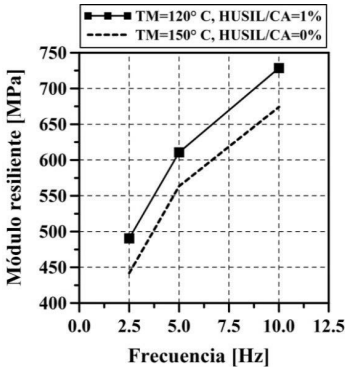
Figura 36. Módulo resiliente mezcla MDC-10.



a) 5 °C; b) 15 °C y c) 40 °C.

Figura 37. Módulo resiliente mezcla MDC-19

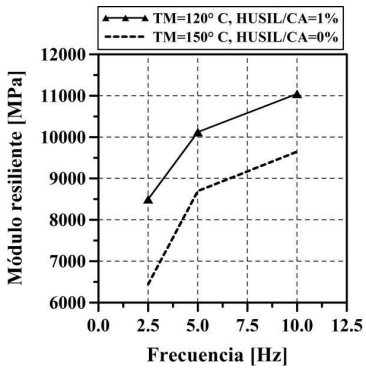




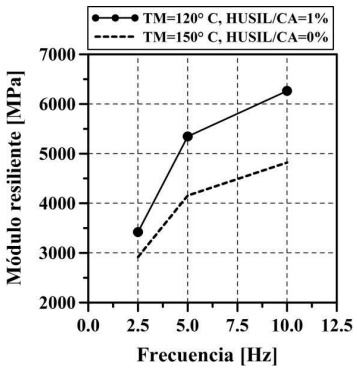
c)

a) 5 °C; b) 15 °C y c) 40 °C.

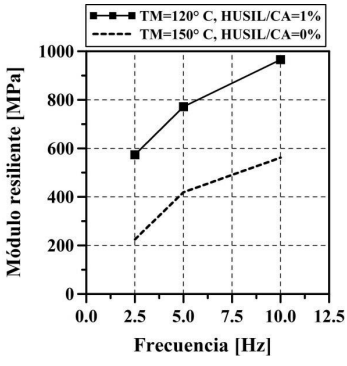
Figura 38. Módulo resiliente mezcla MDC-10.



a)



b)



c)

a) 5 °C; b) 15 °C y c) 40 °C.

Deformación permanente

Los ensayos de resistencia a la deformación permanente bajo carga repetida fueron realizados bajo un esfuerzo de 100 kPa y 3600 ciclos de carga siguiendo el procedimiento normalizado por EN 12697-22 (CEN, 2005). Estos ensayos fueron ejecutados sobre las mezclas asfálticas en caliente MDC-10, MDC-19 y MDC-25 de referencia (HUSIL/CA = 1%, TM=150 °C) y las tibias WMA-10, WMA-19 y WMA-25 (HUSIL/CA = 1%, TM=120 °C). Cada ensayo de deformación permanente fue realizado sobre tres muestras y sus resultados presentados en las figuras 39, 40 y 41 son coherentes con aquellos presentados en las figuras 36, 37 y 38 para el caso del módulo resiliente. Se observa que la mayor resistencia bajo carga monotónica la experimentan las mezcla tibias WMA debido a que estas desarrollan mayor rigidez bajo carga cíclica que las mezclas en caliente MDC de referencia. Las mezclas WMA-10, WMA-19 y WMA-25 desarrollaron en el ensayo de deformación permanente 1,5; 2,1 y 3 mm menos de ahuellamiento en el intervalo de 120 minutos en comparación a las mezclas de referencia MDC-10, MDC-19 y MDC-25 respectivamente. La mayor rigidez bajo carga cíclica y resistencia bajo carga monotónica lo desarrollan las mezclas tibias WMA debido principalmente al incremento en rigidez que experimenta el asfalto cuando se modifica con el aditivo HUSIL.

Figura 39. Deformación permanente (MDC-10 y WMA-10)

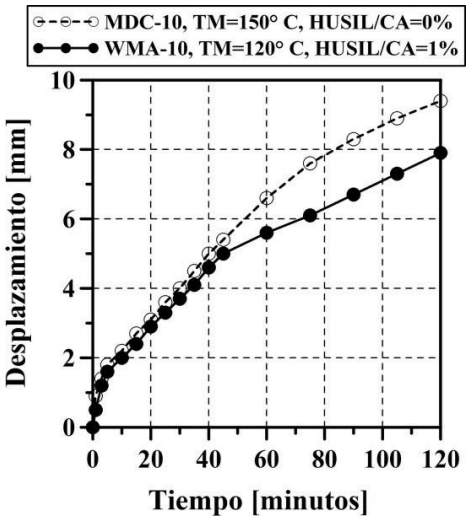


Figura 40. Deformación permanente (MDC-19 y WMA-19)

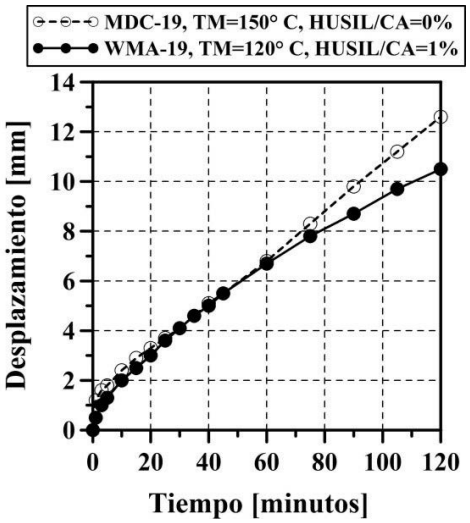
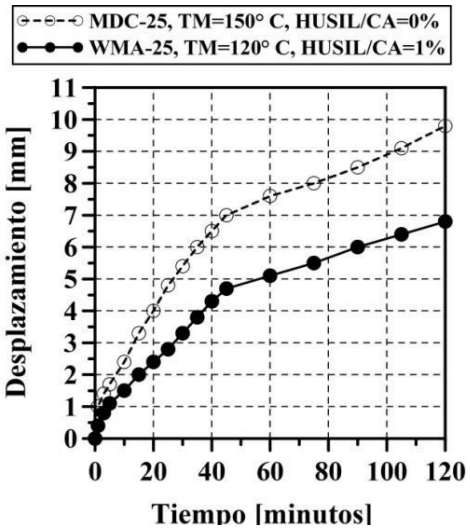


Figura 41. Deformación permanente (MDC-25 y WMA-25)



Mezcla asfáltica tibia fabricada en planta de asfalto

Para el grupo de investigación era importante conocer si el proceso de fabricación de la mezcla asfáltica tibia era posible de ejecutar a escala real en una planta de asfalto. Por tal motivo se gestionó la producción en una planta de bacheo de un metro cúbico de mezcla en caliente convencional tipo MDC-19 mezclando los materiales (asfalto y agregado pétreo) a 150 °C y otro metro cúbico mezclando los mismos materiales más el aditivo HUSIL a 120 °C (WMA-19). La planta donde se fabricó la mezcla fue Concrescol S.A. en Bogotá (ver figura 42) y esta fue escogida debido a que el asfalto y los agregados pétreos que se utilizaron en la fase de laboratorio provenían de ella. El aditivo se añadió al asfalto y al agregado pétreo en el preciso momento en que estos dos materiales se mezclaban a 120 °C. Para fabricar la mezcla tibia empleando el aditivo no hubo necesidad de cambiar o modificar la planta de asfalto o alguno de los procesos de producción. El contenido de asfalto utilizado fue 5,5% ya que este es el que Concrescol utiliza normalmente para producir mezclas tipo MDC-19 con base en el diseño que ellos han establecido durante sus años de servicio fabricando mezclas de este tipo. El contenido de aditivo HUSIL agregado al metro cúbico de mezcla WMA-19 fue de 1% con respecto a la masa del asfalto.

Figura 42. Planta de asfalto CONCRESCOL S.A.



Con el fin de evaluar las propiedades mecánicas de las mezclas MDC-19 y WMA-19 fabricadas en Concrescol, se elaboraron 90 briquetas Marshall (45 para mezcla MDC-19 y 45 para WMA-19). Con estas muestras se ejecutaron los siguientes ensayos:

- Marshall (INV. E-748-13). Diez (10) briquetas por tipo de mezcla fueron ensayadas.
- Marshall (INV. E-748-13) sobre muestras sumergidas en agua durante seis meses, cinco (5) briquetas por tipo de mezcla fueron ensayadas. El agua utilizada provino del acueducto de Bogotá, aclarando que cada tres días durante los seis meses el agua era cambiada con el fin de no permitir la acumulación de material contaminante en las muestras.
- Módulo resiliente (ASTM D 4123-82). Tres (3) briquetas por tipo de mezcla fueron ensayadas paa cada temperatura de ensayo (5, 15 y 40 °C) y frecuencia de carga (2,5; 5 y 10 Hz).

- Deformación permanente (UNE-EN 12697-25:2006; CEN, 2005). Cinco (5) briquetas por tipo de mezcla fueron ensayadas.

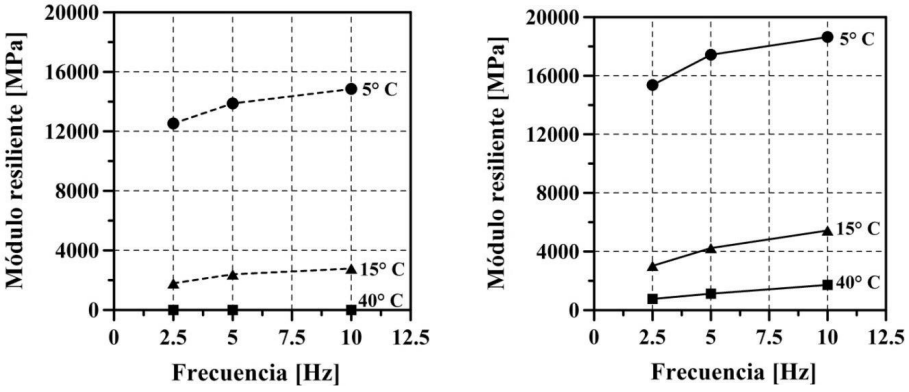
La tabla 27 presenta el resumen de resultados del ensayo Marshall ejecutado sobre las mezclas fabricadas en la planta de asfalto en caliente tipo MDC-19 (TM=150 °C, HUSIL/CA=0%) y tibia WMA-19 (TM=120 °C, HUSIL/CA=1%), también muestra que la rigidez bajo carga monotónica en el ensayo Marshall evaluada a través de la relación entre la estabilidad y el flujo (E/F) es mayor en las mezclas WMA-19. Adicionalmente, se reporta una perdida de 46,4% en dicha rigidez cuando las mezclas convencionales MDC-19 son sumergidas en agua durante 6 meses,y de 41,3% para el caso de las mezclas WMA-19. En síntesis, para el caso del ensayo Marshall, las mezclas tibias WMA-19 experimentan mayor rigidez bajo carga monotónica y resistencia al daño por el efecto del agua en comparación con la mezcla MDC-19.

Tabla 27. Resumen del ensayo Marshall ejecutado sobre las mezclas MDC-19 y WMA-19

Mezcla	TM [°C]	HUSIL/CA [%]	Estabilidad [N]	Flujo [mm]	E/F [kN/mm]	Vacíos en la mezcla [%]
Sin sumergir						
MDC-19	150	0	12243	3,70	3,31	3,3
WMA-19	120	1	11891	3,52	3,38	3,2
Sumergidas en agua durante 6 meses						
MDC-19	150	0	7464	4,19	1,78	3,3
WMA-19	120	1	8840	4,49	1,97	3,2

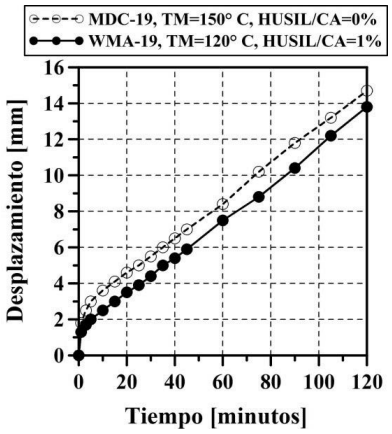
En la figura 43 se presentan los resultados del ensayo de módulo resiliente y se nota que la mezcla WMA-19 presenta mayor rigidez bajo caga cíclica que la mezcla MDC-19, a pesar que la primera fue fabricada bajo temperatura de mezcla de 30 °C menos que la segunda. Bajo temperatura de ensayo de 5 °C la mezcla WMA-19 desarrolló en promedio un módulo 1,25 veces superior con respecto al de la mezcla MDC-19 y para 15 °C experimentó entre 1,7 y 1,95 veces mayor módulo, para 40 °C no es posible hacer este tipo de comparación ya que las muestras de mezcla MDC-19 se desmoronaron a dicha temperatura y no fue posible ejecutar el ensayo, por ello en la figura 43 se reporta para esta mezcla un módulo resiliente igual a 0. Es importante resaltar, que por el contrario, las mezclas WMA-19 desarrollaron módulos resilientes entre 764 y 1743 MPa bajo temperaturas de ensayo de 40 °C, lo anterior es un indicador de mayor resistencia a la deformación permanente en clima de alta temperatura por parte de la mezcla WMA-19. Estos resultados son coherentes con los presentados en la figura 44 en donde se observa que la mezcla WMA-19 presenta mayor resistencia a la deformación permanente que la MDC-19.

Figura 43. Módulo resiliente



a) MDC-19; b) WMA-19.

Figura 44. Deformación permanente



Conclusiones

El presente estudio midió la resistencia bajo carga monotónica y cíclica que experimenta una mezcla asfáltica tibia fabricada usando un aditivo químico que espuma el asfalto. Con el fin de evaluar dicha resistencia fueron ejecutados ensayos Marshall, tracción indirecta, módulo resiliente y deformación permanente, los resultados fueron comparados con los de una mezcla en caliente de referencia MDC y con base en estos se concluye:

- Aunque el contenido de aditivo agregado a la mezcla es bajo (1 % con respecto a la masa del asfalto), se reportan cambios significativos en las propiedades del asfalto modificado (incremento de la rigidez y mejoramiento del grado de funcionamiento del asfalto a temperaturas altas e intermedias de servicio).
- El aditivo HUSIL permite reducir la temperatura de la mezcla en 30 °C, logrando propiedades volumétricas similares y ligeramente mayor resistencia bajo carga monotónica en el ensayo Marshall con respecto a la mezcla en caliente de referencia MDC fabricada a 150 °C.
- La resistencia bajo carga monotónica de las mezclas asfálticas tibias fabricadas empleando el aditivo HUSIL en el ensayo de tracción indirecta es superior a la de referencia.
- Las mezclas tibias experimentan mayor resistencia al daño por humedad en comparación con las de referencia, fabricadas a 150 °C.
- Las mezclas asfálticas tibias experimentan mayor rigidez bajo carga cíclica y resistencia a la deformación permanente que las mezclas en caliente, lo que induce a pensar en su empleo en vías que se construyan donde el clima sea de alta temperatura.
- La mezcla asfáltica tibia al ser fabricada a 30 °C por debajo de la mezcla en caliente debe generar menor emisiones a la atmósfera y reducir el uso de combustibles en las plantas, lo que redundará en menor contaminación al medio ambiente.
- La mezcla asfáltica tibia objeto del presente estudio puede ser fabricada a escala real en una planta de asfalto convencional sin necesidad de modificarla o de adquirir equipamiento adicional, presentando las mismas ventajas de aquellas hechas en laboratorio: mayor resistencia bajo carga monotónica y cíclica, y mayor resistencia al daño por humedad.

Referencias

Abtahi, S. M., Sheikhzadeh, M. y Hejazi, S. M. (2010). Fiber-Reinforced Asphalt-Concrete – A Review. *Construction and Building Materials*, 24, 871–877.

AI, A., Yi-qiu, T. y Hameed, A. T. (2011). Starch as a Modifier for Asphalt Paving Materials. *Construction and Building Materials*, 25, 14-20.

Akisetty, C. K., Lee, S. J. y Amirkhanian, S. N. (2008). Volumetric properties of warm rubberized mixes depending on compaction temperature. Airfield and Highway Pavements 2008, ASCE, 205-212.

Akisetty, C. K., Lee, S. J. y Amirkhanian, S. N. (2009). Effects of compaction temperature on volumetric properties of rubberized mixes containing warm-mix additives. *J. Mater. Civ. Eng.*, 21(8), 409-415.

Akisetty, C. K., Lee, S. J. y Amirkhanian, S. N. (2010). Laboratory investigation of the influence of warm asphalt additives on long-term performance properties of CRM binders. *Int. J. Pavement Eng.*, 11(2), 153-160.

Al-Rawashdeh, A. S. y Sargand, S. (2014). Performance assessment of warm asphalt binder in the presence of water by using surface free energy concepts and nanoscale techniques. *J. Mater. Civ. Eng.*, 26(5), 803-811.

Ali, A., Abbas, A., Nazzal, M., Alhasan, A., Roy, A. y Powers, D. (2013a). Effect of temperature reduction, foaming water content, and aggregate moisture content on performance of foamed warm mix asphalt. *Constr. Build. Mater*, 48, 1058-1066.

Ali, A., Abbas, A., Nazzal, M., Alhasan, A., Roy, A. y Powers, D. (2013). Workability evaluation of foamed warm mix asphalt. *J Mater Civ Eng.*, accepted to publish.

Amato, F., Karanasiou, A., Moreno, T., Alastuey, A., Orza, J.A.G., Lumbreras, J., Borge, R., Boldo, E., Linares y Querol, X. (2012). Emission Factors from Road Dust Resuspension in a Mediterranean Freeway. *Atmospheric Environment*, 61, 580-587.

Ameri, M., Hesami, S. y Goli, H. (2013). Laboratory evaluation of warm mix asphalt mixtures containing electric arc furnace (EAF) steel slag. *Constr. Buil. Mater*, 49, 611-617.

Anderson, R. M., Baumgardner, G., May, R. y Reinke, G. (2008). *Engineering properties, emissions, and field performance of warm mix asphalt technology.* Washington, DC: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).

APAO. (2003). Warm Mix Asphalt Shows Promise for Cost Reduction, Environmental Benefit. Centerline, Asphalt Pavement Association of Oregon, Salem, Oregon, Fall.

Arabani, M., Roshani, H. y Hamedi, G. H. (2012). Estimating moisture sensitivity of warm mix asphalt modified with zycosoil as an antistrip agent using surface free energy method. *J. Mater. Civ. Eng.*, 24(7), 889-897.

Arega, Z., Bhasin, A., Motamed, A. y Turner, F. (2011). Influence of warm-mix additives and reduced aging on the rheology of asphalt binders with different natural wax contents. *J. Mater. Civ. Eng*., 23(10), 1453-1459.

Arenas, H. L. (1999). *Tecnología del cemento asfáltico*. Fundación para Actividades de Investigación y Desarrollo, 299 pp.

Arenas, H. L. (2006). *Teoría de los pavimentos*. Universidad del Cauca, 396 pp.

ASOPAC. (2004). *Cartilla del pavimento asfáltico*. Bogotá: Asociación de Productores y Pavimentadores Asfálticos de Colombia.

Asphalt Pavement Association of Oregon. (2003). *Warm mix asphalt shows promise for cost reduction, environmental benefit.* Salem, OR: APAO.

Asplund, R., Mar, B.W. y Ferguson J.F. (1983). Total suspended Solids in Highway Runoff in Washington State. *Environ. Eng.*, 109, 778-779, 1983.

Bahia, H. U., Fahim, A. y Nam, K. (2006). Prediction of compaction temperatures using binder rheology, transportation research, factors affecting compaction of asphalt pavements. *Transportation Research Board.* Number E-C105, 3-17.

Ball, J.E., Jenks, R. y Aubourg, D. (1998). An Assessment of the Availability of Pollutant Constituents on Road Surfaces. *Science of the Total Environment*, 209 (2), 243-254, Jan., 1998.

Barthel, W., Marchand, J. P. y Devivere, M. V. (2004). *Warm asphalt mixes by adding* a *synthetic zeolite.* Proc., Eurasphalt y Eurobitume Congress, Eurasphalt y Eurobitume Congress, Vienna.

Baumgardner, G. (July, 2008). REVIX™–*Waterless Technology for Production of Reduced Temperature Asphalt Mixtures*. Presentation at the 2009 Petersen Asphalt Research Conference and P3 Symposium, Laramie, WY.

Berbee, R., Rijs, G., Brouwer, R. y Velzen, L. (1999). Characterization and Treatment of Runoff From Highways in the Netherlands Paved With Impervious and Pervious Asphalt. *Wat. Environ. Res.*, 71, 183-190.

Bian, B. y Zhu, W. (August, 2009). Particle Size Distribution and Pollutants in Road-Deposited Sediments in Different Areas of Zhenjiang, China. Environmental Geochemistry and Health, 31 (4), 511-520.

Behl, A., Kumar, G., Sharma, G. y Jain, P. K. (2013). Evaluation of field performance of warm-mix asphalt pavements in India. *Procedia Soc. Behav. Sci.*, 104, 158-167.

Behnia, B., Dave, E. V., Ahmed, S., Buttlar, W. G. y Reis, H. (2011). Effects of recycled asphalt pavement amounts on low-temperature cracking performance of asphalt mixtures using acoustic emissions. *Transp. Res. Rec.*, 2208, 64-71.

Bhasin, A. y Little, D. N. (2007). Characterization of aggregate surface energy using the universal sorption device. *J. Mater. Civ. Eng.*, 19(8), 634-641.

Biro, S., Gandhi, T. y Amirkhanian, S. (2009a). Determination of zero shear viscosity of warm asphalt binders. *Constr Buil Mater.*, 23, 2080-2086.

Biro, S., Gandhi, T. y Amirkhanian, S. (2009). Midrange temperature rheological properties of warm asphalt binders. *J. Mater. Civ. Eng.*, 21(7), 316-323.

Blankendaal, T., Schuur, P. y Voordijk, H. (2014). Reducing the environmental impact of concrete and asphalt: a scenario approach. *J. Clean Prod.*, 66, 27-36.

Bonaquist, R. (2005). *Laboratory evaluation of hot mix asphalt (HMA) mixtures containing recycled or waste product materials using performance testing.* Publication FHWA-PA-2005-006+98-32(19). Pennsylvania Department of Transportation, Office of Planning and Research.

Bonaquist, R. (2011). *Mix design practices for warm mix asphalt.* National Cooperative Highway Research Program - NCHRP Report 691, Washington DC: Transportation Research Board.

Buddhala, A., Hossain, Z., Wasiuddin, N. M., Zaman, M. y O'Rear, E. A. (2011). Effects of an amine anti-stripping agent on moisture susceptibility of sasobit and aspha-min mixes by surface free energy analysis. *J. Test. Eval.*, 40, 1-9.

Capitão, S., Picado-Santos, L. y Martinho, F. (2012). Pavement engineering materials: review on the use of warm-mix asphalt. *Construction and Building. Materials*, 36, 1016-1024.

Caro, S., Masad, E., Bhasin, A. y Little, D. N. (2008). Moisture Susceptibility of asphalt mixtures, part 1: mechanisms. *Int. J. Pavement Eng.*, 9(2), 81-98.

Casey, D.; McNally, C.; Gibneya, A. y Gilchrist, M. (2008). Development of a Recycled Polymer Modified Binder for Use in Stone Mastic Asphalt. *Journal of Resources, Conservation and Recycling*, 52, 1167-1174.

Cheng, D., Little, D. N., Lytton, R. L. y Holste, J. C. (2002). Use of surface free energy of asphalt-aggregate system to predict moisture damage potential. *J. Assoc. Asphalt Paving Technol.*, 71, 59-88.

Cheng, J., Shen, J. y Xiao, F. (2011). Moisture susceptibility of warm-mix asphalt mixtures containing nanosized hydrated lime. *J Mater Civ Eng.*, 23, 1552-1559.

Choi, J. K. (2011). Visco-Elastic Analysis of the Elastomeric Binder Shear Resistance in Relation to Asphalt Rutting. *Road Materials and Pavement Design*, 12 (4), 767-794.

Chowdhury, A. y Button, J. W. (2008). *A review of warm mix asphalt*. Report n.° SWUTC/08/473700-00080-1. College Station: Texas Transportation Institute.

Cole, R.H., Frederick, R.E., Healy, R.P. y Rolan R.G. (1984). Preliminary Findings of the Priority Pollutant Monitoring Project of the Nationwide Urban Runoff Program. *Water Pollut. Control Fed.*, 56, 898-908.

Constantini, S. y Demetra, V. (May, 2005). *Size Distribution of Airborne Particulate Matter and Associated Heavy Metals in the Roadside Environmen*t. Chemosphere, 59 (8), 1197-1206.

Diab, A., You, Z. y Wang, H. (2013). Rheological evaluation of foamed WMA modified with nano hydrated lime. *Procedia Soc. Behav. Sci.*, 96, 2858-2866.

Diefenderfer, S. D., McGhee, K. K. y Donaldson, B. M. (2007). *Installation of warm mix asphalt projects in Virginia*. Final report: VTRC 07-25. Charlottesville: Virginia Transportation Research Council.

Doyle, J. D. y Howard, I. L. (2013). Rutting and moisture damage resistance of high reclaimed asphalt pavement warm mixed asphalt: loaded wheel tracking vs. conventional methods. *Road Materials and Pavement Design*, 14(S2), 148-172.

Doyle, J. D. y Howard, I. L. (2013a). Thermal cracking potential of high RAP-WMA evaluated with bending beam rheometer mixture beam test. *J. Test. Eval.*, 41, 1-11.

Estakhri, C. K., Cao, R., Álvarez, A. y Button, J. W. (2009). *Production, placement and performance evaluation of warm mix asphalt in Texas.* GeoHunan International Conference 2009, ASCE, 1-8.

Epps, A., Arambula, E., Estakhri, C., Epps, J., Park, E. S., Yin, F., Walubita, L. F. y Lytton, R. L. (2011). *Performance of WMA technologies: Stage l – moisture susceptibility, Phase I*. Interim Report Excerpted Literature Review for NCHRP Project 09-49, Transportation Research Board, National Academies, Washington, DC.

Essumang, D.K., Dodoo, D.K., Obiri, S. y Oduro, B.A.K. (2006). Analysis of Vehicular Fallouts from Traffic in the Kumasi Metropolis, Ghana. *Bull. Chem. Soc. Ethiop.*, 20, 9-15.

Fakhri, F., Ghanizadeh, A. R. y Omrani, H. (2013). Comparison of fatigue resistance of HMA and WMA mixtures modified by SBS. *Procedia Soc. Behav. Sci.*, 104, 168-177.

Gandhi, T., Akisetty, Ch. y Amirkhanian, S. (2009). Laboratory evaluation of warm asphalt binder aging characteristics. *Int. J. Pavement Eng.*, 10(5), 353-359.

Gandhi, T., Akisetty, C. y Amirkhanian, S. (2009a). A comparison of warm asphalt binder aging with laboratory aging procedures. *J. Test Eval.*, 38, 1-8.

Gandhi, T. y Amirkhanian, S. (2008). *Laboratory simulation of warm mix asphalt (WMA) binder aging characteristics*. Airfield and Highway Pavements 2008, ASCE, 195-204.

Gandhi, T., Rogers, W. y Amirkhanian, S. (2010). Laboratory evaluation of warm mix asphalt ageing characteristics. *Int. J. Pavement Eng.*, 11(2), 133-142.

Gehrig, R., Zeyer, K., Bukowiecki, N., Lienemann, P., Poulikakos, L.D., Furger, M. y Buchmann, B. (2010). Mobile Load Simulators - A Tool to Distinguish Between the Emissions Due to Abrasion and Resuspension of PM10 from Road Surfaces. *Atmos. Envir.*, 44, 4937-4943.

Ghabchi, G., Singh, D., Zaman, M. y Tian, Q. (2013). Application of asphalt-aggregates interfacial energies to evaluate moisture-induced damage of warm mix asphalt. *Procedia Soc. Behav. Sci.*, 104, 29-38.

Ghabchi, G., Singh, D., Zaman, M. y Tian, Q. (2013a). Mechanistic evaluation of the effect of WMA additives on wettability and moisture susceptibility properties of asphalt mixes. *J. Test. Eval.*, 41, 1-10.

Gnecco I., Berretta, C., Lanza, L.G. y La-Barbera, P. (2005). Storm Water Pollution in the Urban Environment of Genoa, Italy. *Atmos. Res.*, 77, 60-73.

Goh, S. W., Hasan, M. R. y You, Z. (2013). Performances evaluation of Cecabase® RT in warm mix asphalt technology. *Procedia Soc. Behav. Sci.*, 96, 2782-2790.

Goh, S. W. y You, Z. (2012). Mechanical properties of porous asphalt pavement materials with warm mix asphalt and RAP. *J. Transp. Eng.*, 138(1), 90-97.

Goh, S. W. y You, Z. (2008). *Resilient modulus and dynamic modulus of warm mix asphalt.* GeoCongress 2008, ASCE, 1000-1007.

Goh, S. W. y You, Z. (2009). *Warm mix asphalt using Sasobit® in cold region*. Cold Regions Engineering 2009, ASCE, 288-298.

Gustafsson, M., Blomqvist, G., Gudmundsson, A., Dahl, A., Swietlicki, E., Bohgard, M., Lindbom, J. y Ljungman, A. (2008). Properties and Toxicological Effects of Particles from the Interaction Between Tyres. Road Pavement and Winter Traction Material. *J. Sci. Total Envir.*, 393, 226-240.

Hajj, E. Y., Souliman, M. I. y Cortez, E. M. (2014). Influence of warm mix additive on mechanistic, economical, and environmental attributes of a polymer-modified asphalt mixture. *Adv. Civ. Eng. Mater.*, 3(1), 88-106.

Hamzah, M., O., Golchin, B. y Tye, C. T. (2013). Determination of the optimum binder content of warm mix asphalt incorporating Rediset using response surface method. *Construction and Building. Materials*, 47, 1328-1336.

Hamzah, M. O., Jamshidi, A., Kanitpong, K. y Aman, M.Y. (2012). Parameters to characterise the effects of Sasobit® content on the rheological properties of unaged and aged asphalt binders. *Road Materials Pavement Design*, 13(2), 368-375.

Hanz, A., Faheem, A., Mahmoud, E. y Bahia, H. (2010). *Measuring effects of warm-mix additives using a newly developed asphalt binder lubricity test for DSR.* Transportation Research Board 89th Annual Meeting, Compendium of Papers DVD, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.

Hares, R.J. y Ward, N.I. (1999). Comparison of the Heavy Metal Content of Motorway Stormwater Following Discharge into Wet Biofiltration and Dry Detention Ponds Along the London Orbital (M25) Motorway. *Sci. Total Environ*, 235, 169-178.

Harrigan, E. T. (February, 2012). Guidelines for Project Selection and Materials Sampling, Conditioning, and Testing In WMA. Research Studies. Research Results Digest 370. National Cooperative Highway Research Program, TRB.

Hassan, M. (2010). Evaluation of the environmental and economic impacts of warm-mix asphalt using life-cycle assessment. *Int. J. Constr. Educ. Res.*, 6(3), 238-250.

Hearon, A. y Diefenderfer, S. (2008). *Laboratory evaluation of warm asphalt properties and performance.* Airfield y Highway Pavements 2008, ASCE, 182-194.

Hensley, J. y Parmer, A. (1998). Establishing hot mix asphalt mixing and compaction temperatures at the project level. *Asphalt*, 12, 19-23.

Hill, B., Behnia, B., Buttlar, W. G. y Reis, H. (2013). Evaluation of warm mix asphalt mixtures containing reclaimed asphalt pavement through mechanical performance tests and an acoustic emission approach. *J. Mater. Civ. Eng.*, 25, 1887-1897.

Hossain, Z. y Zaman, M. (2013). Behavior of selected warm mix asphalt additive modified binders and prediction of dynamic modulus of the mixes. *J. Test. Eval.*, 41(1), 1-12.

Hossain, Z., Lewis, S., Zaman, M., Buddhala, A. y O'Rear, E. (2013). Evaluation for warm-mix additive-modified asphalt binders using spectroscopy techniques. *J. Mater. Civ. Eng.*, 25(2), 149-159.

Hossain, Z., Zaman, M., O'Rear, E. A. y Shen, D. H. (2012). Effectiveness of water-bearing and anti-stripping additives in warm mix asphalt technology. *Int J Pavement Eng.*, 13(5), 424-432.

Hossain, Z., Zaman, M., Wasiuddin, N. M., Sneed, J. y O'Rear, E. A. (2011). Rheological evaluation of warm mix and anti-stripping additives modified performance grade binders. *Road Materials and Pavement Design*, 12, 875-895.

Howard, I. L., Doyle, J. D. y Cox, B. C. (2013). Merits of reclaimed asphalt pavement-dominated warm mixed flexible pavement base layers. *Road Materials and Pavement Design*, 14(S2), 106-128.

Howard, I. L., Doyle, J. D., Hemsley, J. M. Jr., Baumgardner, J. L. y Cooley, L. A. Jr. (2014). Emergency paving using hot-mixed asphalt incorporating warm mix technology. *Int J Pavement Eng.*, 15(3), 202-214.

Huang, B., Zhang, Y., Shu, X., Liu, Y., Penumadu, D. y Ye, X. P. (2013). Neutron scattering for moisture detection in foamed asphalt. *J. Mater. Civ. Eng.*, 25(7), 932-938.

Hurley, G. y Prowell, B. (2006a). *Evaluation of Aspha-Min for use in warm mix asphalt.* Rep. n. 06-02. Auburn, AL: National Center for Asphalt Technology (NCAT).

Hurley, G. y Prowell, B. (2005). *Evaluation of Aspha-Min® zeolite for use in warm mix asphalt.* NCAT Report 05-04, Auburn, AL: National Center for Asphalt Technology.

Hurley, G. y Prowell, B. (2006c). *Evaluation of Evotherm® for use in warm mix asphalt.* NCAT Report 06-02, Auburn, AL: National Center for Asphalt Technology.

Hurley, G. y Prowell, B. (2006b). Evaluation of potential process for use in warm mix asphalt. *J. Assoc. Asphalt Paving. Technol.*, 75, 41-90.

Hurley, G. y Prowell, B. (2006d). *Evaluation of Sasobit® for use in warm mix asphalt*. NCAT Report 05-06, Auburn, AL: National Center for Asphalt Technology.

Instituto de Desarrollo Urbano (IDU). (2013). Inventario de malla. Recuperado de http://www.idu.gov.co/web/guest/malla_inventario.

Instituto de Desarrollo Urbano (IDU). (2011). *Especificaciones técnicas generales de materiales y construcción para proyectos de infraestructura vial y de espacio público para Bogotá D.C.* Bogotá, Colombia.

Instituto de Desarrollo Urbano y Universidad de Los Andes. (2002). E*studio de las mejoras mecánicas de mezclas asfálticas con desechos de llantas.* Informe Final. Bogotá D. C.,

Instituto Nacional de Vías (Invías). (2013). Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras. Bogotá, Colombia.

Instituto Nacional de Vías (Invías). (2013a). *Normas de Ensayos de Materiales.* Bogotá, Colombia.

Jamshidi, A., Hamzah, M. O. y You, Z. (2013). Performance of warm mix asphalt containing Sasobit: state-of-the-art. *Construction and Building. Materials*, 38, 530-553.

Jamshidi, A., Hamzah, M. O. y Zahed, M. A. (2013a). Rheological evaluation and modeling of Sasobit®-modified asphalt binder at high temperatures. *Pet. Sci. Technol.*, 31(5), 1574-1584.

Kanitpong, K., Charoentham, N. y Likitlersuang, S. (2012). Investigation on the effects of gradation and aggregate type to moisture damage of warm mix asphalt modified with Sasobit. *Int. J. Pavement Eng.*, 13(5), 451-458.

Kassem, E., Masad, E., Lytton, R. y Bulut, R. (2009). Measurements of the moisture diffusion coefficient of asphalt mixtures and its relationship to mixture composition. *Int. J. Pavement Eng.*, 10(6), 389-399.

Kavussi, A. y Hashemian, L. (2011). Properties of WMA–foam mixes based on major mechanical tests. *J. Civ. Eng. Manage.*, 17(2), 207-216.

Kavussi, A. y Hashemian, L. (2012). Laboratory evaluation of moisture damage and rutting potential of WMA foam mixes. *Int. J. Pavement Eng.*, 13(5), 415-423.

Kavussi, A., Qorbani, M., Khodaii, A. y Haghshenas, H. F. (2014). Moisture susceptibility of warm mix asphalt: a statistical analysis of the laboratory testing results. *Construction and Building. Materials*, 52, 511-517.

Kheradmand, B., Muniandy, R., Hua, L. T., Yunus, R. B. y Solouki, A. (2014). An overview of the emerging warm mix asphalt technology. *Int. J. Pavement Eng.*, 15(1), 79-94.

Khodaii, A., Tehrani, H. K. y Haghshenas, H. F. (2012). Hydrated lime effect on moisture susceptibility of warm mix asphalt. *Construction and Building. Materials,* 36, 165-170.

Kim, H., Lee, S. J., Amirkhanian, S. N. y Park, T. S. (2011). Performance evaluation of recycled PMA binders containing warm mix asphalt additives. *J. Test. Eval.*, 39, 1-7.

Kim, S., Park, J., Lee, S. y Kim, K. W. (2014). Performance of modified WMA Mixtures prepared using the same class pg binders of HMA mixtures. *J. Test. Eval.*, 42, 1-10.

Kim, Y., Zhang, J. y Ban, H. (2012). Moisture damage characterization of warm-mix asphalt mixtures based on laboratory-field evaluation. *Construction and Building. Materials*, 31, 204-211.

Koenders, B.G., Stoker, D.A., Bowen, C., De Groot, P., Larsen, O., Hardy, D. y Wilms, K.P. (2000). *Innovative Processes in Asphalt Production and Application to Obtain Lower Operating Temperatures.* 2nd Eurasphalt y Eurobitume Congress, Barcelona, Spain.

Kringos, N., Scarpas, T., Kasbergen, C. y Selvadurai, P. (2008). Modeling of combined physical–mechanical moisture-induced damage in asphaltic mixes, part 1: governing processes and formulations. *Int. J. Pavement Eng.*, 9(2), 115-128.

Kringos, N., Scarpas, T., Copeland, A. y Youtcheff, J. (2008a). Modeling of combined physical–mechanical moisture-induced damage in asphaltic mixes, part 2: moisture susceptibility parameters. *Int J Pavement Eng.*, 9(2), 129-151.

Kristjansdottir, O., Muench, S., Michael, L. y Burke, G. (2007). Assessing potential for warm-mix asphalt technology adoption. *Transp. Res. Rec.*, 2040, 91-99.

Kupiainen, K. (2007). *Road Dust from Pavement Wear and Traction Sanding. Monographs of the Boreal Environment Research, n.° 26*. Finnish Environment Institute, Helsinki, Finland.

Kutay, M. y Ozturk, H. (2012). Investigation of moisture dissipation in foam-based warm mix asphalt using synchrotron-based x-ray microtomography. *J. Mater. Civ. Eng.*, 24(6), 674-683.

Kvasnak, A., Taylor, A., Signore, J. y Bukhari S. (2010). *Preliminary evaluation of warm mix asphalt field demonstration: Franklin, Tennessee.* NCAT Rep. 10-03, Auburn, AL: National Center for Asphalt Technology.

Kvasnak, A., West, R., Hurley, G., Prowell, B., Jones, D., Kreich, T., Osborn, L., Peregrine, K. y Frank, B. (2009). *Engineering properties, emissions, and field performance of warm mix asphalt technology.* Interim Report Volume I Literature Review for NCHRP Project 09-47A, Transportation Research Board, National Academies, Washington, DC.

Kvasnak, A., West, R., Moore, J., Nelson, J., Turner, P. y Tran, N. (2009a). *Case study of warm mix asphalt moisture susceptibility in Birmingham.* Proceedings of the 88th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, DC.

Lee, M. S., Kim, S. y Kim, K. W. (2012). Estimation of optimum compaction temperature for PMA and WMA mixtures by volumetric property evaluation. *J. Test. Eval.*, 40, 463-475.

Liao, M. y Chen, J. (2011). Zero Shear Viscosity of Bitumen-Filler Mastics. *J. Mater. Civ. Eng.*, 23, 1672-1680.

Lin, X. X. (1989). A Method of Determining the Relevant Parameters in the Calculation of Pavement Deformation of Bituminous Surface. *China J. Highway and Transport*, n.° 2, 10–20.

Lin, X. X. (1989a). *Study on Semi-Rigid Asphalt Pavement.* Rep. of Key Sci. and Tech. Projects, 85–65. Beijing: Ministry of Communications.

Liu, D. L., Yao, H. B. y Bao, S. Y. (2007). Performance of Nano-Calcium Carbonate and SBS Compound Modified Asphalt. *J. Central South Univ.* (Sci Technol), 38 (3), 579-582.

Liu, S., Cao, W. y Fang, J. (2010). *Orthogonal test research of asphalt rubber modified by warm asphalt additive.* ICCTP 2010: Integrated Transportation Systems— 3481, Green Intelligent Reliable, ASCE, 3480-3492.

Liu, J., Saboundjian, S., Li, P., Connor, B. y Brunette, B. (2011). Laboratory evaluation of Sasobit-modified warm-mix asphalt for Alaskan conditions. *J. Mater. Civ. Eng.*, 23, 1498-1505.

Mallick, R. B., Tao, M., Chen, B., O'Sullivan, K. y Cacciatore, P. (2011). Practical method to understand the effect of aggregate drying on the moisture content of hot-mix asphalt. *Transp. Res. Rec.*, 2208, 90-96.

McCarthy, L., Park, S. y Mensching, D. (2012). *A proposed technology development of a warm mix asphalt technology evaluation program.* NCHRP Project 20-07, Task 311, Transportation Research Board, National Academies, Washington, DC.

McDaniel, R., Shah, A., Huber, G. y Gallivan, V. (2007). Investigation of properties of plant-produced RAP mixtures. *Transp. Res. Rec.*, 1998, 103-111.

Medeiros, M. S. Jr, Daniel, J. S., Bolton, H. L. y Meagher, W. C. (2012). Evaluation of moisture and low-temperature cracking susceptibility of warm-mixture asphalt. *Int. J. Pavement Eng.*, 13(5), 395-400.

Mehrara, A. y Khodaii, A. (2013). A review of state of the art on stripping phenomenon in asphalt concrete. *Construction and Building. Materials*, 38, 423-442.

Merdrignac, I. y Espinat, D. (2007). Physicochemical Characterization of Petroleum Fractions: The State of The Art. O*il and Gas Science and Technology-Revue de l'IFP*, 62(1), 7–32.

Middleton, B. y Forfylow, R. W. (2009). Evaluation of warm-mix asphalt produced with the double barrel green process. *Transp. Res. Rec.*, 2126, 19-26.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (Octubre del 2010). *ANDESCO Asociación Nacional de Empresarios de Servicios Públicos y Comunicaciones* Recuperado de http://www.andesco.com/site/assets/media/camara/ambiental/Normativa/Resolucion%201457%20de%202010%20del%20MAVDT%20-%20Postconsumo%20llantas%20usadas.pdf.

Ministerio de Transporte. (2000). *Parque automotor de transporte de carga en Colombia.* Bogotá D. C.: Oficina de Planeación.

Ministerio de Transporte. (2004). *El Transporte en cifras.* Bogotá D. C.: Oficina de Planeación.

Ministerio de Transporte. (2006). *Diagnóstico del Sector Transporte.* Bogotá D. C.: Oficina de Planeación.

Ministerio de Transporte. (2010). *Diagnóstico del Transporte - Cifras correspondientes al año 2009 y anteriores*. Bogotá: Oficina de Planeación.

Ministerio de Transporte. (2010). Resolución 1384 de 2010, por el cual se adopta el método para establecer los límites de velocidad en las carreteras nacionales, departamentales, distritales y municipales de Colombia,

Ministerio de Transporte - Instituto Nacional de Vías (Invías). (2008). *Guía metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos de carreteras*. Bogotá.

Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías (Invías) y Centro de Investigaciones en Materiales y Obras Civiles de la Universidad de Los Andes (Cimoc). (2003). Evaluación del efecto del incremento en los pesos brutos de los camiones C2 y C3 en la vida útil de las vías de la red vial nacional de Colombia. Bogotá D. C.

Mogawer, W., Austerman, A. y Bahia, H. (2011a). Evaluating the effect of warm-mix asphalt technologies on moisture characteristics of asphalt binders and mixtures. *Transp. Res. Rec.*, 2209, 52-60.

Mogawer, W., Austerman, A., Mohammad, L. y Kutay, M. E. (2013). Evaluation of high RAP-WMA asphalt rubber mixtures. *Road Material and Pavement Design*, 14(S2), 129-147.

Mogawer, W., Austerman, A. y Roussel, M. (2011). *Performance characteristics of asphalt rubber mixtures containing RAP and warm mix asphalt technology.* Proceedings of the 2nd International Warm-Mix Conference, St. Louis, MO.

Mokhtari, A. y Nejad, F. M. (2013). Comparative study on performance of wax-modified and typical SMA mixtures. *J. Mater. Civ. Eng.*, 25(3), 419-427.

Morea, F., Marcozzi, R. y Castaño, G. (2012). Rheological properties of asphalt binders with chemical tensoactive additives used in warm mix asphalts (WMAs). *Construction and Building. Materials*, 29, 135-141.

National Highway Institute. (1997). *Superpave for generalist engineer and project staff.* Publication n.° FHWA HI 97-031. McLean, VA: Federal Highway Administration.

Nazzal, M. D., Sargand, S. y Al-Rawashdeh, A. (2011). Evaluation of warm mix asphalt mixtures containing RAP using accelerated loading tests. *J. Test. Eval.*, 39, 1-8.

Nejad, F. M., Azarhoosh, A., Hamedi, G. H. y Roshani, H. (2014). Rutting performance prediction of warm mix asphalt containing reclaimed asphalt pavements. *Road Materials and Pavement Design.*, 15(1), 207-219.

Newcomb, D., Arambula, E., Epps, J. A., Little, D., Bhasin, A. y Li, W. (2012). P*roperties of foamed asphalts for warm mix asphalt applications*. Interim Report, Part 1 - Literature Review for NCHRP Project 09-53, Transportation Research Board, National Academies, Washington, DC.

Oliveira, J., Silva, H., Abreu, L. y González, J. (2012). The role of a surfactant based additive on the production of recycled warm mix asphalts – less is more. *Construction and Building. Materials*, 35, 693-700.

Oscarsson, E. y Said, S. (2012). Assessment of ZSV in asphalt concrete using shear frequency sweep testing. *J. Mater. Civ. Eng*., 24(10), 1305-1309.

Ouni, A. E., Dony, A. y Colin, J. (2014). Probabilistic parametric approach for rutting evaluation: application to hot and warm asphalt. *Int. J. Pavement Eng*., 15(1), 58-65.

Prowell, B., Frank, B., Osborne, L., Kriech, T. y West, R. (2014). *Effects of WMA on plant energy and emissions and worker exposures to respirable fumes.* NCHRP 9-47A Defat Final Report, Vol. II, Washington, DC: Transportation Research Board.

Prowell, B. y Hurley, G. C. (2005). *Evaluation of Sasobit for use in warm mix asphalt*. NCAT Rep. 05–06, Auburn, AL: National Center for Asphalt Technology.

Prowell, B., Hurley, G. y Crews, E. (2007). *Field performance of warm-mix asphalt at the NCAT test track.* 86th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Transportation Research Board, Washington, DC.

Punith, V. S, Xiao, F. y Amirkhanian, S. N. (2011). Effects of moist aggregates on the performance of warm mix asphalt mixtures containing non-foaming additives. *J. Test. Eval.*, 39, 1-11.

Qin, Q., Farrar, M. J., Pauli, A. T. y Adams, J. J. (2014). Morphology, thermal analysis and rheology of Sasobit modified warm mix asphalt binders. *Fuel,* 115, 416-425.

Ran, J., Xu, S., Li, M. y Ji, J. (2010). *Research on the performances of warm asphalt and warm mix asphalt with Sasobit.* ICCTP 2010: Integrated Transportation Systems, Green Intelligent Reliable 2010, ASCE, 3725-3737.

Robjent, L. y Dosh W. (2009). *Warm-mix asphalt for rural county roads.* Cold Regions Engineering 2009, ASCE, 438-454.

Rodríguez-Alloza, A. M., Gallego, J. y Pérez, I. (2013). Study of the effect of four warm mix asphalt additives on bitumen modified with 15 % crumb rubber. *Construction and Building. Materials*, 43, 300-308.

Romier, A., Audeon, M., David, J., Martineau, Y. y Olard, F. (2006). Low-energy asphalt with performance of hot-mix asphalt. *Transp. Res. Rec*., 1962, 101-112.

Romier, A., Audeon, M., Jac, D. y Martineau, Y. (2004). Low-energy asphalt (LEA) with the performance of hot mix asphalt. *Eur. Roads Rev.*, 2, 20-29.

Rondón, H. A. y Reyes, F. A. (2011). *Pavimentos flexibles [Flexible pavements]*. Madrid: Editorial Académica Española.

Rondón, H. A., Reyes, F. A., Vásquez, S. Y. y González, L. (2012). *Ahuellamiento y fatiga en mezclas asfálticas [Rutting and fatigue in asphalt mixtures.]*. Bogotá: Ed. Universidad Distrital Francisco José de Caldas.

Rondón, H. A. y Reyes, F. A. (2015). *Pavimentos – Materiales, Construcción y Diseño [Pavements – Materials, Construction and Design.]*. Bogotá: Ed. ECOE Ediciones.

Rossi, D., Filippi, S., Merusi, F., Giuliani, F. y Polacco, G. (2013). Internal structure of bitumen/polymer/wax ternary mixtures for warm mix asphalts. *J. Appl. Polym. Sci.*, 129, 341-354.

Rubio, M., Martínez, G., Baena, L. y Moreno, F. (2012). Warm mix asphalt: an overview. *J. Clean. Prod.*, 24, 76-84.

Rubio, M., Moreno, F., Martínez, M., Martínez, G. y Vásquez, J. (2013). Comparative analysis of emissions from the manufacture and use of hot and half-warm mix asphalt. *J. Clean. Prod.*, 41, 1-6.

Sabogal, F. (2001). *Gestión de la conservación vial en Colombia.* En: XIV Congreso Mundial de la Carretera, International Road Federation – IRF, París (Francia).

Safaei, F., Lee, J. S., Do Nascimento, L. A., Hintz, C. y Kim, Y. R. (2014). Implications of warm-mix asphalt on long-term oxidative ageing and fatigue performance of asphalt binders and mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 15, 45-61.

Sánchez, E., Vega, A. y Castro, D. (2012). Effect of type of compaction on mechanical properties in warm-mix asphalts. *J. Mater. Civ. Eng.*, 24(8), 1043-1049.

Sánchez, E., Vega, A., Castro, D. y Del Rio, M. (2011). Evaluation of compactability and mechanical properties of bituminous mixes with warm additives. *Construction and Building*. Materials, 25, 2304-2311.

Sangsefidi, E., Ziari, H. y Mansourkhaki, A. (2014). The effect of aggregate gradation on creep and moisture susceptibility performance of warm mix asphalt. *Int J Pavement Eng.*, 15(2), 133-141.

Sargand, S., Nazzal, M., Al-Rawashdeh, A. y Powers, D. (2012). Field evaluation of warm-mix asphalt technologies. *J. Mater. Civ. Eng.*, 24(11), 1343-1349.

Sengöz, B., Topal, A. y Gorkem, C. (2013). Evaluation of moisture characteristics of warm mix asphalt involving natural zeolite. *Road Materials and Pavement Design*, 14(4), 933-945.

Shell International Petroleum Company. (1978). *Shell Pavement Design Manual*. Asphalt Pavement and Overlays for Road Traffic. Londres.

Shen, S., Wen, H., Zhang, W., Wu, S., Mohammad, L., Lund, N. y Faheem, A. (2011). *Performance of WMA technologies: Stage 2 – long-term field performance, Phase I.* Interim Report Excerpted Literature Review for NCHRP Project 09-49A, Transportation Research Board, National Academies, Washington, DC.

Shivaprasad, P. V., Xiao, F. y Amirkhanian, S. N. (2012). Evaluation of moisture sensitivity of stone matrix asphalt mixtures using polymerised warm mix asphalt technologies. *Int. J. Pavement Eng.*, 13(2), 152-165.

Shivaprasad, P. V., Xiao, F. y Amirkhanian, S. N. (2011). Moisture susceptibility of polymerized stone matrix asphalt mixtures using warm mix asphalt technologies using moist aggregates. *J. ASTM Int.*, 8, 1-14.

Shivaprasad, P. V., Xiao, F. y Amirkhanian, S. N. (2011a). Moisture and rutting resistances of foamed asphalt mixtures containing recycled coal ash or shingles with moist aggregates. *J. ASTM Int.*, 9(2), 1-11.

Silva, H., Oliveira, J., Ferreira, C. y Pereira, P. (2010b). Assessment of the performance of warm mix asphalts in road pavements. *Int. J. Pavement Res*. Technol., 3(3), 119-127.

Silva, H. M., Oliveira, R. M., Peralta, J. y Zoorob, S. E. (2010a). Optimization of warm mix asphalts using different blends of binders and synthetic paraffin wax contents. *Construction and Building. Materials*, 24(9), 1621-1631.

Sterling, V. (2012). *Special mixture design considerations and methods for warm mix asphalt: a supplement to NCHRP Report 673: a manual for design of hot mix asphalt with commentary*. National Cooperative Highway Research Program - NCHRP Report 714. Washington, DC: Transportation Research Board.

Stroup-Gardiner, M. y Lange, C. (August, 2002). *Characterization of Asphalt Odors and Emissions.* Proceedings, 9th International Conference on Asphalt Pavements, Copenhagen, Denmark, 2002.

Su, K., Maekawa, R. y Hachiya, Y. (2009). Laboratory evaluation of WMA mixture for use in airport pavement rehabilitation. *Construction and Building. Materials*, 23, 2709-2714.

Tan, Y., Guo, M., Xu, H. y Zhang, R. (2012). Comparative study on laboratory performance of hot- and warm-mix asphalt mixtures. *J. Test. Eval.*, 40(5), 1-9.

Tang, Y. y Haddock, J. E. (2006). *Field Testing of the Zero-Shear Viscosity Method.* Transportation Research: Factors Affecting Compaction of Asphalt Pavements, n.° E-C105, September, 18-26.

Tao, Z., Huang, W., Du, Q. y Yan, J. (2009a). Warm mix asphalt technology applied at low air temperature in China. *Road Materials and Pavement Design*, 10(S1), 337-347.

Tao, Z., Ni, F., Yan, J. y Huang, W. (2009b). *Evotherm warm mix asphalt technology applied on ultra-thin pavement in China.* GeoHunan International Conference 2009, ASCE, 171-6.

Tarefder, R. A., Zaman, M. y Hobson, K. (2003). A laboratory and statistical evaluation of factors affecting rutting. *Int. J. Pavement Eng*., 4(1), 59-68.

Topal, A., Sengoz, B., Kok, B. V., Yilmaz, M., Dokandari, P. A., Oner, J. y Kaya, D. (2014). Evaluation of mixture characteristics of warm mix asphalt involving natural and synthetic zeolite additives. *Construction and Building. Materials*, 57, 38-44.

Ullidtz, P. (1987). *Pavement Analysis. Development in Civil Engineering.* 19a ed. Elsevier, 318 pp.

Ullidtz, P. y Peattie, K. R. (1980). Pavement Analysis by Programmable Calculator. *Journal of Transportation Engineering, 106*(5), 581-597.

United Nations Economic Commissions for Europe (UNECE). (2013). *Globally Harmonized System of Classification and Labelling of Chemicals – GHS (Fifth ed.).* Europe: ONU.

Vaitkus, A., Čygas, D., Laurinavičius, A. y Perveneckas, Z. (2009). Analysis and evaluation of possibilities for the use of warm mix asphalt in Lithuania. *Baltic J. Road Bridge Eng.*, 4(2), 80-86.

Van De Ven, M., Jenkins, K., Voskuilen, J. y Van Den Beemt, R. (2007). Development of (half) warm foamed bitumen mixes: state of the art. *Int J Pavement Eng.*, 8(2), 163-175.

Vasconcelos, K., Bhasin, A. y Little, D. (2010). Influence of reduced production temperatures on the adhesive properties of aggregates and laboratory performance of fine aggregate-asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 11(1), 47-64.

Vidal, R., Moliner, E., Martínez, G. y Rubio, M. C. (2013). Life cycle assessment of hot mix asphalt and zeolite-based warm mix asphalt with reclaimed asphalt pavement. *Resour. Conserv. Recycl.*, 74, 101-114.

Wang, C., Hao, P., Ruan, F., Zhang, X. y Adhikari, S. (2013). Determination of the production temperature of warm mix asphalt by workability test. *Construction and Building. Materials*, 48, 1165-1170.

Wang, Q. (2011). The application of warm crumb rubber modified asphalt mixture. *J. Highway Transp. Res. Dev.*, 3, 93-94.

Wasiuddin, N., Selvamohan, S., Zaman, M. y Guegan, M. (2007). Comparative laboratory study of Sasobit and Aspha-Min additives in warm-mix asphalt. *Transp. Res. Rec.*, 1998, 82-88.

Wasiuddin, N., Saltibus, N. y Mohammad, L. (2011). *Effects of a wax-based warm mix additive on cohesive strengths of asphalt binders.* Transportation and Development Institute Congress, ASCE, 528-537.

West, R. (June, 2009). *Field testing of warm mix asphalt.* Presentation at the Warm Mix Asphalt y Recycling Symposium, Sacramento, CA.

West, R., Rodezno, C., Julian, G. y Prowell, D. (2014). *Engineering properties and field performance of warm mix asphalt technologies.* NCHRP Final Report Project n.° 09-47A, Washington, DC: Transportation Research Board.

West, R. C., Watson, D. E., Turner, P. A. y Casola, J. R. (2010). *Mixing and compaction temperatures of asphalt binders in hot-mix asphalt.* NCHRP Report 648, Washington, DC: Transportation Research Board.

Wielinski, J., Hand, A. y Rausch, D. (2009). Laboratory and field evaluations of foamed warm-mix asphalt projects. *Transp. Res. Rec.*, 2126, 125-131.

WPCF. (1986). Meeting the challenge of nonpoint source control. *Journal of Water Pollution Control Federation,* 58(7), 730-740.

Wu, C. y Zeng, M. (2012). Effects of additives for warm mix asphalt on performance grades of asphalt binders. *J. Test. Eval.*, 40, 265-272.

Xiao, F., Punith, V. S. y Amirkhanian, S. N. (2012a). Effects of non-foaming WMA additives on asphalt binders at high performance temperatures. *Fuel,* 94, 144-155.

Xiao, F., Punith, V. S., Amirkhanian, S. N. y Thodesen, C. (2013). Improved resistance of long-term aged warm-mix asphalt to moisture damage containing moist aggregates. *J. Mater. Civ. Eng.*, 25(7), 913-922.

Xiao, F., Punith, V. S. y Putman, B. (2013a). Effect of compaction temperature on rutting and moisture resistance of foamed warm-mix-asphalt mixtures. *J. Mater. Civ. Eng.*, 25(9), 1344-1352.

Xiao, F., Punith, V. S., Putman, B. y Amirkhanian, S. N. (2011). Utilization of foaming technology in warm-mix-asphalt mixtures containing moist aggregates. *J. Mater. Civ. Eng.*, 23(9), 1328-1337.

Xiao, F., Zhao, W., Gandhi, T. y Amirkhanian, S. N. (2010). Influence of antistripping additives on moisture susceptibility of warm mix asphalt mixtures. *Journal Materials Civil Engineering,* 22(10), 1047-1055.

Xiao, F., Zhao, W., Gandhi, T. y Amirkhanian, S. N. (2012). Laboratory investigation of moisture susceptibility of long-term saturated warm mix asphalt mixtures. I*nt J Pavement Eng.*, 13(5), 401-414.

Yanhai, Y., Huaizhi, Z. y Yaodong, W. (2009). *Laboratory Evaluation of the Warm Mix Asphalt Performance in Liaoning.* ICCTP 2009: Critical Issues in Transportation Systems Planning, Development, and Management 2009, ASCE, 433-439.

Yan, J., Cao, Y., Zhu, T., Cai, M., Cao, Z., Huang, W. y Dong, Q. (2010). *Shanghai experience with warm mix asphalt*. GeoShanghai 2010 International Conference, ASCE, 97-102.

Yildirim, Y. (2007). Polymer modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, 21(1), 66-72.

You, Z.; Mills-Beale, J.; Foley, J. M.; Roy, S.; Odegard, G. M.; Dai, Q. y Goh, S. W. (2011). Nanoclay-Modified Asphalt Materials: Preparation and Characterization. *Construction and Building Materials*, 25, 1072-1078.

You, Z. y Goh, S. W. (2008). Laboratory evaluation of warm mix asphalt: a preliminary study. *Int. J. Pavement Res*. Technol., 1(1), 34-40.

Yu, X., Leng, Z. y Wei, T. (2014). Investigation of the rheological modification mechanism of warm-mix additives on crumb-rubber-modified asphalt. *J Mater Civ Eng.*, 26(2), 312-319.

Yu, X., Wang, Y. y Luo, Y. (2013). Effects of types and content of warm-mix additives on CRMA. *J. Mater. Civ. Eng.*, 25(7), 939-945.

Yu, X., Wang, Y. y Luo, Y. (2013a). Impacts of water content on rheological properties and performance-related behaviors of foamed warm-mix asphalt. *Construction and Building. Materials*, 48, 203-209.

Zelelew, H., Paugh, C., Corrigan, M., Belagutti, S. y Ramakrishnareddy, J. (2013). Laboratory evaluation of the mechanical properties of plant-produced warm-mix asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Desesign*, 14(1), 49-70.

Zhang, M. F. y Fu, Z. (2007). Performance and modification mechanism of nano-CaCO3 modified asphalt. *J. Wuh Univ. Technol. (Transport Sci Eng)*, 31(1), 88-91.

Zhao, S., Huang, B., Shu, X. y Woods, M. (2013). Comparative evaluation of warm mix asphalt containing high percentages of reclaimed asphalt pavement. *Construction and Building. Materials*, 44, 92-100.

Zhao, W., Xiao, F., Amirkhanian, S. N. y Putman, B. J. (2012). Characterization of rutting performance of warm additive modified asphalt mixtures. *Construction and Building. Materials*, 31, 265-272.

Zoorob, S. E., Castro, J. P. y Pereira, L. A. (2012). Assessing low shear viscosity as the new bitumen softening point test. *Construction and Building. Materials*, 27, 357-367.

Autores

Hugo Alexander Rondón Quintana

Ingeniero Civil egresado de la Universidad Francisco de Paula Santander. Magíster en Ingeniería Civil y Doctor en Ingeniería de la Universidad de Los Andes. Posdoctorado de la Universidade de Brasília - UnB (Brasil). Actualmente es Profesor Titular y Emérito de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Ganador de la III edición del Premio Internacional a la Innovación en Carreteras "*Juan Antonio Fernández del Campo"* (2010) y del Premio de Ingeniería *Diódoro Sánchez* (2012).

Wilmar Darío Fernández Gómez

Ingeniero Civil de la Universidad Católica de Colombia con Maestría de la Universidad de Los Andes y Doctorado en Ingeniería de la Pontificia Universidad Javeriana de Bogotá en el área de infraestructura vial. Posdoctorado en Infraestructura Sostenible del Transporte en la Universidad Politécnica de Virginia en Estados Unidos. Profesor Asociado de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas, dedicado a la investigación en diseño, análisis y gestión de pavimentos y la búsqueda y aplicación de materiales sostenibles para la infraestructura vial. Es autor de varios artículos en revistas indexadas y libros, evaluador de proyectos y artículos de investigación y ponente en diversos congresos nacionales e internacionales.

Carlos Alfonso Zafra Mejía

Ingeniero Civil y Especialista en Ingeniería Ambiental por la Universidad Industrial de Santander (Colombia). Magíster y Doctor en Ingeniería Ambiental por las Universidades de Cantabria y País Vasco (España). Profesor Titular en Ingeniería Ambiental de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas, con experiencia en investigación de contaminantes urbanos (agua, aire y suelo) y desarrollo de técnicas y métodos de control de la contaminación; y consultor en diseño y construcción de infraestructura hidráulica y sanitaria. Es autor y árbitro de artículos científicos publicados en revistas nacionales e internacionales incluidas en el Journal Citation Reports (JCR).

Este libro se
terminó de imprimir
en abril de 2018
en la Editorial UD
Bogotá, Colombia