



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE
HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

“EVALUACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS DE ALTO
DESEMPEÑO CON ADITIVO CREADO A BASE DE
NANOTECNOLOGÍA”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN
INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. JOSÉ EDUARDO GARCÍA SERVÍN

ASESOR:
DR. MARIO SALAZAR AMAYA

DOCTOR EN INGENIERIA
COASESOR:
DR. HORACIO DELGADO ALAMILLA

DOCTOR EN INGENIERIA



MORELIA MICHOACAN, SEPTIEMBRE DEL 2015



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE
HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

“EVALUACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS DE ALTO
DESEMPEÑO CON ADITIVO CREADO A BASE DE
NANOTECNOLOGÍA”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN
INGENIERÍA

PRESENTA:

ING. JOSÉ EDUARDO GARCÍA SERVÍN

ASESOR:

DR. MARIO SALAZAR AMAYA

COASESOR:

DR. HORACIO DELGADO ALAMILLA



MORELIA MICHOACAN, SEPTIEMBRE DEL 2015

Agradecimientos

A mis Padres:

Ma. Alicia Servín Cortés y José Ignacio García Méndez por su apoyo incondicional en todo momento, saben que mis logros son suyos y gracias a ustedes.

A mi Prometida:

Norbella Sánchez Sotomayor, gracias por todas las palabras de aliento, por la paciencia que presentas en todo momento, por el amor que me brindas y que me da fuerzas para salir adelante.

A mis Familiares:

No puedo hacer excepciones, todos han estado para apoyarme y si hoy consigo este logro debo agradecerles a ustedes que han apoyado mi persona infinitamente.

A mis Profesores:

Los cuales transmitieron sus conocimientos durante mis estudios. En especial al Profesor y Asesor Dr. Mario Salazar Amaya, quien con su apoyo impulso mi formación académica.

Al Instituto Mexicano del Transporte:

Por brindarme la posibilidad de desarrollar una estancia de investigación dentro de sus instalaciones, al Dr. Paul Garnica, quien hizo posible mi acercamiento con el Laboratorio de Infraestructura. En especial al Dr. Horacio Delgado Alamilla quien con su apoyo, asesoría y conocimiento transmitido oriento el desarrollo de esta investigación. A mis amigos M.C. Mayra Flores, M.C. José Antonio Gómez, Ing. Francisco Romero, Ing. Aldo Salazar, Ing. Víctor Cuellar, M.I. Roberto Hernández, M.I. Yelitza Ayala y al Técnico Alberto Zea, quienes siempre brindaron un apoyo incondicional. Muchas Gracias.

Índice general

Índice de figuras	7
Índice de tablas.....	12
Resumen.....	14
Abstract	15
Introducción	16
Capítulo 1 Metodología de la investigación.....	18
1.1 Problema de investigación	18
1.1.2 Situación problemática.	18
1.1.3 Formulación del problema.....	18
1.2 Objetivos de la investigación	18
1.2.1 Objetivo general.	18
1.2.2 Objetivos particulares	18
1.3 Hipótesis de trabajo.....	18
1.4 Diseño preliminar de la investigación.....	19
1.5 Justificación y delimitación de la investigación.....	19
1.5.1 Justificación practica	19
1.5.2 Delimitación de la investigación.....	19
Capítulo 2 Problemática de las mezclas asfálticas	21
2.1 Definición de una mezcla asfáltica.....	21
2.1.1 Comportamiento del ligante asfaltico	21
2.1.2 Comportamiento de los agregados minerales	23
2.2 Problemática de las mezclas asfálticas	24
2.2.1 Agrietamiento por baja temperatura.....	24
2.2.2 Agrietamiento por fatiga	25
2.2.3 Deformación permanente en mezclas asfálticas	26
2.2.4 Desprendimiento de agregado	28
2.3 Viscoelasticidad	29
2.3.1 Tipo de comportamiento.....	29
Capítulo 3 Aditivos para materiales asfálticos	32
3.1 Polímero tipo I.....	33
3.2 Polímero tipo II	33
3.3 Polímero tipo III	33
3.4 Hule molido de neumáticos.....	33
3.5 Aditivos promotores de adherencia.....	33
3.6 Aditivo creado a base de nanotecnología.....	34
3.6.1 Introducción a la Nanotecnología.....	34

3.6.2	<i>Historia de la nanotecnología</i>	35
3.6.3	<i>Uso de la nanotecnología en pavimentos</i>	36
Capítulo 4	Antecedentes del Protocolo AMAAC	44
4.1	Protocolo AMAAC	46
4.2	Criterios de selección del nivel de evaluación requerido	46
4.3	Protocolo AMAAC Nivel I. Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad de una mezcla asfáltica	47
4.3.1	<i>Calidad de los agregados pétreos</i>	47
4.3.2	<i>Calidad del material asfáltico</i>	49
4.3.3	<i>Susceptibilidad de la mezcla asfáltica al daño inducido por humedad</i>	55
4.4	Protocolo AMAAC Nivel II. Susceptibilidad a la deformación permanente	57
4.4.1	<i>Analizador de Pavimentos asfálticos (APA)</i>	57
4.4.2	<i>Rueda cargada de Hamburgo</i>	58
4.5	Protocolo AMAAC Nivel III. Módulo dinámico	58
4.5.1	<i>Criterios para el análisis de resultados de módulo dinámico</i>	60
	Figura 31 Gráfica de Black	61
4.6	Protocolo AMAAC Nivel IV. Fatiga	61
4.6.1	<i>Mecanismo de fatiga</i>	62
4.6.2	<i>Criterio clásico de fatiga</i>	63
4.6.3	<i>Criterio de fractura</i>	63
4.6.4	<i>Criterio de Weibull</i>	63
5	Evaluación de mezclas asfálticas	65
5.1	Materiales	65
5.1.1	<i>Agregado</i>	65
5.1.2	<i>Cemento asfáltico</i>	66
5.2	Diseño volumétrico	68
5.2.1	Diseño de la mezcla asfáltica	68
5.3	Porcentaje óptimo de aditivo	70
5.4	Susceptibilidad a la humedad de la mezcla asfáltica al daño inducido por humedad.	73
5.5	Ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente.	75
5.5.1	<i>Analizador de Pavimentos Asfálticos, APA</i>	75
5.5.2	<i>Rueda Cargada de Hamburgo</i>	77
5.6	Ensayo de módulo dinámico	79
5.7	Ensayo de fatiga, flexión repetida en cuatro puntos.....	83
5.8	Influencia de la temperatura de mezclado y compactación en el desempeño mecánico de la mezcla asfáltica	89
5.8.1	Caracterización del agregado pétreo	89
5.8.2	Cemento asfáltico	90
5.8.3	Influencia de la temperatura de mezclado y compactación en el porcentaje de vacíos de aire (Va).....	91

5.8.4 Susceptibilidad de la mezcla asfáltica a la deformación permanente (rueda cargada de Hamburgo).....	96
5.8.5 Análisis de las probetas ante el ensayo de susceptibilidad a la humedad, TSR.	98
5.8.6 Evolución del porcentaje de Va en la mezcla 2.....	103
5.8.7 Análisis de las probetas ante el ensayo de susceptibilidad a la humedad.....	108
5.8.8 Análisis de las probetas ante el ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente.....	111
6 Conclusiones	114
7 Recomendaciones.....	116
8. ANEXOS.....	117
9. Bibliografía	123

Índice de figuras

Figura 1 Dependencia del tiempo-temperatura del cemento asfáltico.	22
Figura 2 Comportamiento visco-elástico del cemento asfáltico.....	22
Figura 3 Estructura pétreo de la mezcla.	23
Figura 4 Comportamiento del Agregado a la Carga de Corte.	23
Figura 5 Comportamiento de los Agregados en Pilas de Acopio.....	23
Figura 6 Agrietamiento por Baja Temperatura.	24
Figura 7 Progreso de la Fisuración por Fatiga.	25
Figura 8 Tensiones en la parte inferior de la carpeta asfáltica.	26
Figura 9 Formación de roderas en la superficie de rodamiento.	26
Figura 10 Deformación permanente debido a una capa subyacente débil.	27
Figura 11 Deformación permanente debido a una mezcla asfáltica débil.	28
Figura 12 Desprendimiento de agregado, debido a la falta de adherencia agregado-asfalto.	29
Figura 13 Comportamiento a) Elástico b) Viscoelástico c) Viscoso.....	29
Figura 14 Comportamiento «tipo» de una mezcla asfáltica a temperatura controlada, (ϵ) deformación – (N) número de repeticiones de carga.	30
Figura 15 Reacción química de los organosilanos.	37
Figura 16 Aproximadamente el 95 % de las carreteras del mundo están hechas de asfalto.	45
Figura 17 Criterios de selección de ensayos para la evaluación del diseño para mezclas asfálticas.....	46
Figura 18 Viscosímetro Rotacional.....	49
Figura 19 Comportamiento Elástico y Viscoso del asfalto.	50
Figura 20 Mediciones del DSR.	50
Figura 21 Principio de funcionamiento del viscosímetro rotacional.....	51
Figura 22 Control del ahuellamiento en la especificación SUPERPAVE.	53
Figura 23 Control del agrietamiento por fatiga en la especificación SUSERPAVE.....	54
Figura 24 Acondicionamiento de especímenes para ensayo TSR.....	56
Figura 25 Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA).	57
Figura 26 Equipo de ensayo rueda cargada de Hamburgo.	58

Figura 27	Espécimen de ensayo, módulo dinámico.....	58
Figura 28	Gráfica esfuerzo-deformación durante un ensayo de módulo dinámico.....	59
Figura 29	Curvas isotérmicas del módulo dinámico.....	60
Figura 30	Plano de Cole-Cole.....	61
Figura 31	Gráfica de Black.....	61
Figura 32	Equipo y especímenes de ensayo de fatiga en flexión en cuatro puntos.....	62
Figura 33	Distinción de las tres fases del ensayo de fatiga.....	62
Figura 34	Principio de obtención de la curva de Wöhler para un ensayo en control de deformación.....	63
Figura 35	Curva teórica de diseño de la granulometría evaluada.....	66
Figura 36	Densidad del asfalto original con diferentes concentraciones de aditivo.....	67
Figura 37	Comparación de resultados del ensayo reológico de corte dinámico (G^*) para las diferentes concentraciones de aditivo.....	68
Figura 38	Cambio de masa para los asfaltos evaluados.....	68
Figura 39	Propiedades volumétricas para los especímenes de diseño.....	69
Figura 40	Incorporación del aditivo al asfalto y ensayo de desprendimiento por ebullición.....	70
Figura 41	Referencia 0% de aditivo.....	70
Figura 42	0.025% de aditivo.....	71
Figura 43	0.05% de aditivo.....	71
Figura 44	0.075% de aditivo.....	71
Figura 45	0.1% de aditivo.....	71
Figura 46	0.15% de aditivo.....	72
Figura 47	Evolución de la densificación de las mezclas de referencia con respecto a la mezcla con aditivo.....	72
Figura 48	Evolución de la densificación de las mezclas de referencia con respecto a la mezcla con aditivo.....	73
Figura 49	Esfuerzos máximos obtenidos en el ensayo de tensión indirecta.....	75
Figura 50	Resultados de ensayo tensión indirecta (TSR).....	75
Figura 51	Grupo de especímenes de ensayo dentro del APA.....	76
Figura 52	Resultados del ensayo de deformación permanente, APA.....	76

Figura 53 Especímenes de ensayo al finalizar la prueba en el APA.	77
Figura 54 Especímenes de ensayo de deformación permanente a través del Analizador de Rueda Cargada de Hamburgo.....	77
Figura 55 Acondicionamiento de especímenes en el equipo de prueba Rueda Cargada de Hamburgo.....	78
Figura 56 Comparativa de la evolución de la deformación permanente para las mezclas evaluadas.....	78
Figura 57 Especímenes de ensayo de deformación permanente.	79
Figura 58 Núcleos de mezcla asfáltica en el ensayo de módulo dinámico.	79
Figura 59 Curvas isotérmicas (módulo dinámico) para la mezcla de referencia.....	80
Figura 60 Curvas isotérmicas (ángulo de fase) para la mezcla de referencia.....	80
Figura 61 Curvas isotérmicas (módulo dinámico) para la mezcla con aditivo.	81
Figura 62 Curvas isotérmicas (ángulo de fase) para la mezcla con aditivo.	81
Figura 63 Curva maestra (módulo dinámico) por temperatura para las mezclas evaluadas.	82
Figura 64 Curva maestra (módulo dinámico) para las mezclas evaluadas.....	82
Figura 65 Curvas maestra (ángulo de fase) para las mezclas evaluadas.	83
Figura 66 Gráfica de Black.	83
Figura 67 Vigas para el ensayo de fatiga.	84
Figura 68 Espécimen de ensayo de fatiga, flexión en cuatro puntos.....	84
Figura 69 Curva control de esfuerzo-deformación para el ensayo de fatiga.....	85
Figura 70 Evolución del módulo de rigidez, ensayo de fatiga para mezclas evaluadas a 300μE.85	
Figura 71 Evolución del nivel de daño en el ensayo de fatiga para mezclas evaluadas a 300μE.86	
Figura 72 Evolución del módulo de rigidez en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a 400μE.	86
Figura 73 Evolución del nivel de daño en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a 400μE.	86
Figura 74 Evolución del módulo de rigidez en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a 500μE.	87
Figura 75 Evolución del nivel de daño en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a 500μE.	87
Figura 76 Evolución del módulo de rigidez en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a 600μE.	87

Figura 77 Evolución del nivel de daño en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a 600 μ E.	88
Figura 78 Curvas de Wöhler para las mezclas asfálticas analizadas.	89
Figura 79 Curva teórica de diseño de la granulometría evaluada, mezcla 1.	90
Figura 80 Curva teórica de diseño de la granulometría evaluada, mezcla 2.	90
Figura 81 Valores de Gmb para especímenes con 0.07% de aditivo.	92
Figura 82 Valores de Va para especímenes con 0.07% de aditivo.	92
Figura 83 Curvas de densificación para especímenes con 0.07% de aditivo.	93
Figura 84 Representación de los valores de Gmb para especímenes con 0.1% de aditivo.	93
Figura 85 Valores de Va para especímenes con 0.1% de aditivo.	94
Figura 86 Curvas de densificación para especímenes con 0.1% de aditivo.	94
Figura 87 Representación de los valores de Gmb para especímenes con 0.125% de aditivo.	95
Figura 88 Valores de Va para especímenes con 0.125% de aditivo.	95
Figura 89 Curvas de densificación para especímenes con 0.125% de aditivo.	96
Figura 90 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.07% de aditivo.	96
Figura 91 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.10% de aditivo.	97
Figura 92 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.125% de aditivo.	97
Figura 93 Porcentajes de TSR en las mezclas evaluadas con aditivo.	102
Figura 94 Valores de Gmb para especímenes con 0.075% de aditivo.	104
Figura 95 Valores de Va para especímenes con 0.075% de aditivo.	104
Figura 96 Curvas de densificación para especímenes con 0.075% de aditivo.	105
Figura 97 Representación de los valores de Gmb para especímenes con 0.1% de aditivo.	105
Figura 98 Valores de Va para especímenes con 0.10% de ZycoTherm.	106
Figura 99 Curvas de densificación para especímenes con 0.1% de aditivo.	106
Figura 100 Representación de los valores de Gmb para especímenes con 0.125% de aditivo.	107
Figura 101 Valores de Va para especímenes con 0.125% de aditivo.	107
Figura 102 Curvas de densificación para especímenes con 0.125% de aditivo.	108
Figura 103 Ensayo de tensión indirecta (TSR).	108
Figura 104 Porcentajes de TSR en las mezclas evaluadas con aditivo.	111

Figura 105 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.075% de aditivo.....	112
Figura 106 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.1% de aditivo.....	112
Figura 107 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.125% de aditivo.....	112
Figura 108 Incorporación del aditivo al asfalto (Paso 1-2).	118
Figura 109 Incorporación del aditivo con el asfalto (Paso 3-4).	118
Figura 110 Acondicionamiento del agregado pétreo y material asfalto, paso (1).	119
Figura 111 Mezclado de materiales y curado de la mezcla asfáltica, paso (2 y 3).....	119
Figura 112 Compactación del espécimen, paso (4 y 5).....	120
Figura 113 Determinación de las mediciones (peso seco, peso sumergido y saturado y superficialmente seco, paso 1-3).	121
Figura 114 Separación de la mezcla asfáltica y lectura de su peso en el recipiente tarado, paso 1.	122
Figura 115 Colocación de la mezcla en el equipo de agitación mecánica, paso 2-3.....	122
Figura 116 Lectura del peso sumergido del recipiente + mezcla asfáltica y recipiente vacío, paso 4-5.	122

Índice de tablas

Tabla 1 Propiedades físicas y químicas del aditivo creado a base de nanotecnología.	37
Tabla 2 Niveles de diseño en función del número de ejes equivalentes de 8.2 t y el tipo de carretera.	47
Tabla 3 Requisitos de calidad de la fracción gruesa del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa.	48
Tabla 4 Requisitos de calidad de la fracción fina del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa.	48
Tabla 5 Rangos de viscosidades para seleccionar las temperaturas de mezclado y compactación entre el agregado pétreo y cemento asfáltico convencional.	49
Tabla 6 Valores de los parámetros volumétricos necesarios para el diseño óptimo de una mezcla asfáltica.	55
Tabla 7 Esfuerzo requerido para la compactación giratoria según el tránsito esperado en el carril de diseño.	55
Tabla 8 Especificaciones de rodera máxima con el Analizador de Pavimentos Asfálticos. APA para 8,000 ciclos.	57
Tabla 9 Especificaciones de rodera máxima con el Analizador de Rueda Cargada de Hamburgo.	58
Tabla 10 Resultados de la caracterización del material grueso.	65
Tabla 11 Resultados de la caracterización del material fino.	65
Tabla 12 Granulometría utilizada en el estudio.	66
Tabla 13 Características de los asfaltos estudiados con aditivo.	67
Tabla 14 Propiedades volumétricas de los especímenes de diseño.	69
Tabla 15 Propiedades volumétricas de diseño.	70
Tabla 16 Propiedades volumétricas de los especímenes de ensayo de susceptibilidad a la humedad.	73
Tabla 17 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes de referencia.	74
Tabla 18 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.075% de aditivo.	74
Tabla 19 Resultados de TSR para los especímenes de prueba.	74
Tabla 20 Propiedades volumétricas de especímenes para ensayo de deformación permanente en el equipo APA.	76
Tabla 21 Propiedades volumétricas de especímenes para ensayo de deformación permanente en el equipo rueda cargada de Hamburgo.	78
Tabla 22 Propiedades volumétricas de especímenes para ensayo de módulo dinámico.	80

Tabla 23 Propiedades volumétricas de especímenes para ensayo de fatiga.	84
Tabla 24 Características de ensayo de fatiga en flexión en cuatro puntos.	88
Tabla 25 Características del material pétreo.	89
Tabla 26 Resultados de la prueba de densidad específica bruta (Gmb) y porcentaje de vacíos de aire para la mezcla 1	91
Tabla 27 Resumen de resultados del ensayo de deformación permanente en la rueda cargada de Hamburgo.....	98
Tabla 28 Características de mezclado y compactación de especímenes de ensayo.	99
Tabla 29 Características volumétricas de los especímenes ensayados.....	100
Tabla 30 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes de referencia (155-145°C).	101
Tabla 31 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.07% de aditivo (160-135°C).....	101
Tabla 32 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.07% de aditivo (160-120°C).....	101
Tabla 33 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.10% de aditivo (135-120°C).....	101
Tabla 34 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.125% de aditivo (135-120°C).....	102
Tabla 35 Resultados de ensayo de susceptibilidad a la humedad (TSR).	102
Tabla 36 Resultados de la prueba de densidad específica bruta (Gmb) y porcentaje de vacíos de aire.....	103
Tabla 37 Características de mezclado y compactación de especímenes de ensayo.	108
Tabla 38 Características volumétricas de los especímenes evaluados.	109
Tabla 39 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.075% de aditivo... ..	109
Tabla 40 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.1% de aditivo.....	110
Tabla 41 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.125 de aditivo.	110
Tabla 42 Resultados de ensayo de susceptibilidad a la humedad (TSR).	110
Tabla 43 Especificaciones de ensayo de deformación permanente mediante la Rueda Cargada de Hamburgo.....	111
Tabla 44 Resumen de resultados del ensayo de deformación permanente.....	113

Resumen

Este estudio presenta la evaluación de un aditivo fabricado a base de nanotecnología, el cual permite mejorar la adherencia agregado-asfalto. El objetivo principal del estudio es determinar la concentración óptima de aditivo y observar su comportamiento ante ensayos de desempeño que rigen el Protocolo AMAAC, como son el ensayo a la susceptibilidad a la humedad (TSR), susceptibilidad a la deformación permanente, ensayos de módulo dinámico y de fatiga en flexión en cuatro puntos.

Por otra parte se conoce que en la actualidad el cambio climático se ha convertido en un tema de importancia en la ingeniería civil, teniendo en la construcción de pavimentos flexibles implicaciones importantes, ya que el proceso de fabricación y colocación produce diversas emisiones al medio ambiente.

Por lo cual, se han desarrollado diversos materiales para la reducción de las temperaturas de mezclado y compactación de una mezcla asfáltica. Este estudio presenta la evaluación del aditivo, el cual a ciertas concentraciones permite la reducción de las temperaturas de trabajo del ligante asfáltico, siendo el objetivo del estudio evaluar que esta reducción de temperatura no afecte las propiedades mecánicas de la mezcla asfáltica, como son la susceptibilidad a la humedad y a la deformación permanente.

Para validar lo anterior se evaluaron dos tipos de mezclas asfálticas, las cuales presentan agregado pétreo con diferente origen. En el primer caso se utilizó un agregado pétreo con características deficientes (andesita). El ligante asfáltico se evaluó con tres concentraciones de aditivo (0,07%, 0,1% y 0,125%), elaborando mezclas asfálticas con dos diferentes temperaturas de mezclado (160 y 135°C) y cuatro temperaturas de compactación (135, 120, 110 y 95°C), las cuales fueron comparadas con una mezcla de referencia (sin aditivo) fabricada a temperaturas convencionales 155°C para el mezclado y 145°C para la compactación.

Para el segundo tipo de mezcla se utilizó un agregado pétreo con buenas características (basalto), el ligante asfáltico se evaluó con tres concentraciones de aditivo (0,075%, 0,1% y 0,125%), elaborando mezclas asfálticas con dos diferentes temperaturas de mezclado (155 y 135°C) y tres temperaturas de compactación (145, 120 y 110°C), las cuales fueron comparadas con una mezcla de referencia (sin aditivo) fabricada a temperaturas convencionales 155°C para el mezclado y 145°C para la compactación.

Para determinar el desempeño de estas mezclas se realizaron dos ensayos: Ensayo de susceptibilidad a la humedad por medio de TSR y un ensayo de deformación permanente en un equipo de rueda cargada (Wheel Tracking Test).

Palabras clave:

Susceptibilidad a la humedad (TSR), deformación permanente, módulo dinámico, fatiga en mezclas asfálticas.

Abstract

This study presents the evaluation of an additive manufactured using nanotechnology, which improves the asphalt -aggregate adhesion. The main objective of the study is to determine the optimum concentration of additive and observe their behavior in performance tests governing AMAAC Protocol, such as testing the susceptibility to moisture (TSR), susceptibility to permanent deformation, dynamic modulus tests and fatigue in four point bend.

Moreover it is known that today climate change has become an important issue in civil engineering, given the construction of flexible pavements important implications because the manufacturing process and placement produces various emissions to the environment.

Therefore, we have developed different materials for reducing the mixing and compaction temperatures of an asphalt mixture. This study presents the evaluation of the additive , which at certain concentrations allows the reduction of working temperatures of the asphalt binder , with the objective of the study to assess this temperature reduction does not affect the mechanical properties of the asphalt such as susceptibility moisture and permanent deformation .

To validate the above two types of asphalt mixtures were evaluated, which have stone aggregate with different origin. A stone aggregate with poor characteristics (andesite) was used in the first case. The asphalt binder was evaluated with additive concentration (0.07 % , 0.1% and 0.125 %) , producing asphalt mixtures with two different mixing temperatures (160 and 135 ° C) and four compaction temperatures (135 , 120 , 110 and 95 ° C) , which were compared with a reference mixture (without additive) produced at conventional temperatures 155 ° C for mixing and 145 ° C for compaction.

For the second type of stone aggregate mixes a good characteristics (basalt) was used, the asphalt binder was evaluated with additive concentration (0.075 % , 0.1 % and 0.125 %), producing asphalt mixtures with two different mixing temperatures (155 and 135 ° C) and three compaction temperatures (145, 120 and 110 ° C), which were compared with a reference mixture (without additive) produced at conventional temperatures 155°C for mixing and 145°C for compaction.

Test moisture susceptibility by TSR and permanent deformation test on a team loaded wheel (Wheel Tracking Test) to determine the performance of these blends two trials were conducted.

Introducción

Las mezclas asfálticas presentan diversas fallas que ocasionan problemas de seguridad y confort a los usuarios, las fallas más comunes son la deformación permanente, desprendimiento de agregado, fisuración por fatiga y la fisuración térmica. Por tal motivo en la actualidad el uso de aditivos cobra importancia, ya que pueden aportar mejoras al comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica logrando incrementar la vida útil de la misma.

Es importante determinar la factibilidad del uso de los aditivos, se debe tener en cuenta que un aditivo no es la primera solución al presentar fallas una mezcla asfáltica, además de comprender que un solo aditivo no es la solución para todos los problemas que se presentan. Por lo que se tiene que realizar una evaluación de la problemática y por ende utilizar el aditivo adecuado que la contrarreste.

El presente estudio desarrolla la evaluación de un aditivo creado a base de nanotecnología, el cual incrementa la adherencia agregado-asfalto, además de permitir la reducción de las temperaturas de mezclado y compactación para la fabricación de mezclas asfálticas.

Los aditivos a base de nanotecnología modifican la estructura química de los materiales que conforman las mezclas asfálticas, generando enlaces químicos fuertes y duraderos entre los agregados y el asfalto.

Para validar lo anterior se desarrollaron ensayos de desempeño en laboratorio, los cuales permiten simular el comportamiento de las mezclas asfálticas durante su vida útil. Se emplearon los ensayos que rigen al Protocolo AMAAC hasta el Nivel IV.

En primera instancia se determinó la concentración óptima de aditivo utilizando un ensayo de ebullición con duración extendida para simular una condición extrema. Se desarrollaron dos mezclas asfálticas, una de referencia (sin aditivo) y otra con la concentración óptima. Posteriormente se evaluaron en los ensayos de desempeño como susceptibilidad a la humedad, susceptibilidad a la deformación permanente, módulo dinámico y ensayo de fatiga en flexión repetida en cuatro puntos.

Por otro lado, las mezclas producidas con aditivos a base de nanotecnología, también pueden ser compactadas a temperaturas reducidas, generando un ahorro en el uso de combustibles, lo que genera una menor cantidad de emisiones de contaminantes, además de un mayor rango de acción para las plantas asfálticas. Al poder llevar una mezcla en condiciones apropiadas para ser tendido hasta áreas más lejanas.

Se llevó a cabo la evaluación de la influencia de la temperatura de mezclado y compactación en mezclas asfálticas, ya que como es del conocimiento de todos, la temperatura es un factor importante para el buen desempeño de la misma. Por lo que se desarrolló un barrido de temperaturas de mezclado y compactación, así como de concentraciones de aditivo para validar que el uso de este permite la reducción de la temperatura de mezclado y compactación sin afectar las propiedades mecánicas de la mezcla asfáltica mediante el ensayo de susceptibilidad a la humedad (TSR) y a la deformación permanente utilizando el ensayo de rueda cargada de Hamburgo.



CAPITULO 1
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN



Capítulo 1 Metodología de la investigación

1.1 Problema de investigación

1.1.2 Situación problemática.

En la actualidad existen diversas problemáticas en los pavimentos y en especial en las mezclas asfálticas que se construyen en nuestro país, entre las más comunes encontramos el desprendimiento de agregado, la deformación permanente, la fisuración por fatiga y en algunos casos el fracturamiento térmico. Una de las causas principales involucra a la calidad de los materiales y un punto a resaltar es el proceso constructivo que se lleva a cabo para la construcción de las mismas, por estas y demás razones se decide utilizar aditivos que mejoren las características de las mezclas asfálticas, por lo que es importante desarrollar un proceso de evaluación que verifique si en realidad el aditivo es capaz de mejorar la mezcla asfáltica y que se justifique su uso.

1.1.3 Formulación del problema.

1. ¿Cuáles son los indicadores que determinan el uso de aditivos en las mezclas asfálticas?
2. ¿Será conveniente utilizar aditivos para cualquier tipo de mezcla asfáltica?
3. ¿Realmente el empleo de aditivos solucionara los problemas que presentan los pavimentos en el país?

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general.

Determinar la concentración óptima de aditivo, así como evaluar dos tipos de mezclas asfálticas bajo las mismas condiciones para observar su comportamiento a través de los ensayos que incluye el Protocolo AMAAC, por otra parte observar el desempeño de la mezcla asfáltica con aditivo cuando se reducen las temperaturas de mezclado y compactación a través de ensayos de susceptibilidad al daño inducido por la humedad y la susceptibilidad a la deformación permanente.

1.2.2 Objetivos particulares

- Comparativa de las mezclas asfálticas utilizadas.
- Ventajas y desventajas de la mezcla que contiene aditivo con respecto a la mezcla asfáltica de referencia (sin aditivo).
- Desarrollo de pruebas en laboratorio.
- Análisis de resultados.

1.3 Hipótesis de trabajo.

La mezcla asfáltica que contiene aditivo en su concentración óptima presentara un mejor comportamiento en general con respecto a la mezcla de referencia (sin aditivo). En el apartado de la reducción de temperaturas de mezclado y compactación, se espera que se presenten ventajas en la mezcla que contiene aditivo sin afectar las propiedades mecánicas de la mezcla asfáltica.



1.4 Diseño preliminar de la investigación

En función de la metodología podemos clasificar la siguiente investigación, como cuantitativa y cualitativa.

Cuantitativa debido a que establece las relaciones causales que supongan una explicación de la problemática, en forma numérica, porque se conoció la correlación de los ensayos desarrollados en laboratorio a la muestra de especímenes de ensayo.

Por otro lado cualitativa, por la interpretación de resultados y gráficos, dando cualidad, debido a que el investigador es parte de la investigación y forma parte de la muestra.

En función de un proceso formal, que son base en la observación de los casos particulares se plantea un problema, por inducción se plantea una teoría y por el marco teórico se formula una hipótesis, con apoyo de un razonamiento deductivo, que después se valida empíricamente mediante una serie de ensayos de laboratorio.

En función del criterio de orientación, la investigación está orientada a conclusiones, con base en establecer una solución a la problemática que actualmente atañe a nuestro país en la construcción de pavimentos.

Con el criterio de la dimensión cronológica, es una investigación descriptiva al describir el fenómeno en la actualidad, sin embargo se puede tener una investigación de tipo correlacional, debido a que se puede predecir lo que ocurrirá, si se modifican las condiciones actuales del fenómeno.

Otro criterio son las fuentes, en donde la investigación se llevara de forma bibliográfica, al revisar el tema desde el estado del arte, también es metodológica, debido a que se indagan aspectos teóricos con medición de datos y análisis de estos.

En base al criterio del lugar, la investigación se hará en campo dentro del Instituto Mexicano del Transporte, en el Laboratorio de Infraestructura y propiamente en el área de asfaltos y mezclas asfálticas, para simular una situación real.

1.5 Justificación y delimitación de la investigación.

1.5.1 Justificación practica

Consciente de la importancia que hoy en día reviste el tema de los aditivos en la elaboración de mezclas asfálticas en el país, el presente estudio tiene repercusión práctica sobre la actividad de la construcción, aportando información valiosa que servirá para determinar la importancia del uso de aditivos en la elaboración de mezclas asfálticas.

1.5.2 Delimitación de la investigación.

Los ensayos de desempeño son indicadores de la calidad que presentan las mezclas asfálticas, por lo que en esta investigación se desarrollaron ensayos que permiten predecir el comportamiento ante la presencia de humedad, a la deformación permanente, conocer valores de módulo dinámico y de fatiga, recordando que estos parámetros intervienen directamente en el diseño de pavimentos flexibles, logrando conocer los espesores requeridos para conformar la estructura del pavimento. Los ensayos antes mencionados fungen como indicadores de calidad en nuestro país y se rigen mediante el Protocolo AMAAC.

A stylized teal city skyline is centered at the top of the page. Below the skyline, a road with white lane markings leads from the bottom center towards the city. The text is overlaid on the road and skyline.

CAPITULO 2

MARCO DE REFERENCIA DE LA INVESTIGACIÓN



Capítulo 2 Problemática de las mezclas asfálticas

2.1 Definición de una mezcla asfáltica

Antes de hablar de la problemática de las mezclas asfálticas comenzaremos a describir lo que es una mezcla asfáltica que en general es una combinación de asfalto y agregados minerales pétreos en proporciones exactas que se utilizan para construir pavimentos. Las proporciones relativas de estos minerales determinan las propiedades físicas de la mezcla y eventualmente, el rendimiento de la misma.

La mezcla asfáltica debe ser duradera, es decir, debe ser resistente a las acciones tales como el despegue de la película de asfalto del agregado por efectos del agua, abrasión del tránsito, etc. Debe ser resistente a las solicitaciones de tránsito a través de su estabilidad. Una mezcla debe ser impermeable para que sus componentes no estén bajo la acción directa de los agentes atmosféricos y debe ser trabajable para su fácil colocación y compactación en terreno. Cada una de éstas y otras propiedades deseables de las mezclas asfálticas.

Estas mezclas asfálticas pueden ser elaboradas en plantas y en laboratorios con los equipos apropiados para esta labor. Según sus propiedades y espesores de capa, se considera que aportan capacidad estructural al pavimento.

En otras palabras podremos decir que una mezcla asfáltica se define sencillamente como:

$$\text{MEZCLA ASFÁLTICA} = \text{ASFALTO} + \text{AGREGADOS MINERALES} + \text{ADITIVOS}$$

El asfalto es una sustancia negra, pegajosa, sólida o semisólida según la temperatura a la que esté sometido; a temperatura de ebullición del agua tiene una consistencia pastosa, por lo que se extiende con facilidad. Se utiliza muy frecuentemente en el rubro de la pavimentación de carreteras y calles, también para impermeabilizar estructuras como bodegas y techos.

El asfalto se caracteriza porque es un material aglomerante resistente, muy adhesivo, altamente impermeable y duradero. Es una sustancia que da flexibilidad controlable a las mezclas de áridos con las que se combina usualmente. Además, es altamente resistente a la mayor parte de los ácidos, álcalis y sales. Aunque es una sustancia sólida o semisólida a temperaturas atmosféricas ordinarias, puede reblandecerse fácilmente por aplicación de calor, por la acción de disolventes de volatilidad variable o por emulsificación. (Valladares, 2011, citado por García, 2013).

El agregado mineral o esqueleto de la mezcla con ciertas características de resistencia, durabilidad y graduación, al ser ligado por el material asfáltico actúa como una estructura pétreo que aporta resistencia y rigidez a la mezcla.

Al incluir, tanto ligante asfáltico como material pétreo al concreto asfáltico, su comportamiento se afecta por las propiedades individuales de cada componente, y por la interrelación de estos dentro del sistema, que dependen de las características individuales de los materiales que lo componen.

2.1.1 Comportamiento del ligante asfáltico

Garnica, Delgado y Sandoval (2005) consideran que una importante característica del ligante asfáltico, muchas veces una ventaja, y a veces una desventaja, es su susceptibilidad térmica. Otro aspecto que influye de manera determinante en el comportamiento del ligante es el tiempo de aplicación de la carga.

Como el comportamiento del cemento asfáltico es dependiente de la temperatura y de la duración del tiempo de aplicación de la carga (Figura 1), ambos factores pueden intercambiarse.

Es decir, una baja velocidad de carga puede simularse con temperaturas elevadas, y una alta velocidad de carga puede simularse con bajas temperaturas. Por ello, los ensayos de caracterización de los cementos asfálticos deben especificar la temperatura y la velocidad de aplicación de carga, para que los resultados del ensayo sean efectivamente interpretados.

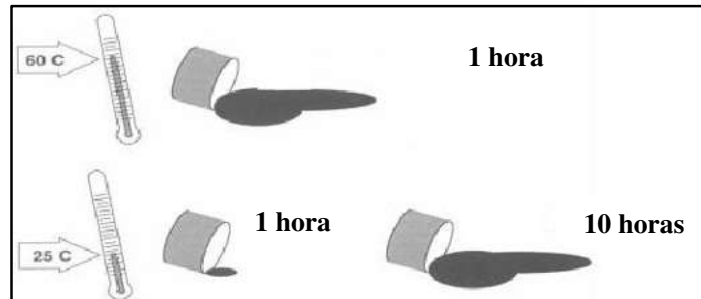


Figura 1 Dependencia del tiempo-temperatura del cemento asfáltico.

El cemento asfáltico es un material visco-elástico porque exhibe simultáneamente características viscosas. A altas temperaturas (mayor a 100°C), el cemento asfáltico actúa casi como fluido viscoso, y a muy baja temperatura (menor a 0°C) se comporta como un sólido elástico. A una temperatura intermedia, que es la condición prevista en el pavimento, el cemento asfáltico tiene características de ambos estados, un fluido viscoso y un sólido elástico (Figura 2). Esta característica se menciona ampliamente en el apartado de Viscoelasticidad.

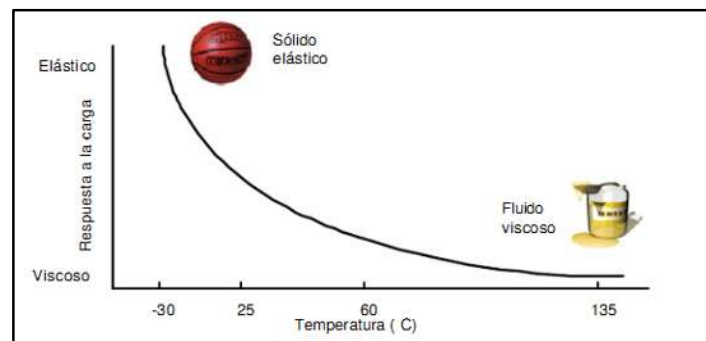


Figura 2 Comportamiento visco-elástico del cemento asfáltico.

Al estar compuesto de moléculas orgánicas, el cemento asfáltico reacciona con el oxígeno del medio ambiente. Esta reacción se denomina “oxidación”, y cambia la composición y la estructura de las moléculas de asfalto, haciendo más dura y frágil la estructura del asfalto dando origen al “endurecimiento por envejecimiento”.

La oxidación se produce más rápidamente a altas temperaturas; es por ello que parte del endurecimiento ocurre durante el proceso de producción, cuando es necesario calentar la mezcla asfáltica para permitir la elaboración, mezclado y compactación.

Éste es también el motivo por el cual la oxidación es más crítica en cementos asfálticos utilizados en pavimentos en climas cálidos y desérticos. Los ligantes asfálticos modificados son productos concebidos para superar las propiedades del asfalto original, mejorando el desempeño de la carpeta asfáltica a largo plazo. Si bien los modificadores o aditivos pueden afectar muchas propiedades; la mayoría de ellos intenta reducir la susceptibilidad a la temperatura, al endurecimiento por oxidación del cemento asfáltico y a la humedad de la mezcla.

2.1.2 Comportamiento de los agregados minerales

Independientemente de la fuente (métodos de procesamiento u origen mineralógico) se espera que el agregado provea un esqueleto pétreo resistente y durable que permita tolerar las repetidas aplicaciones de carga. Agregados de textura rugosa, de buena cubicidad, dan más resistencia que los redondeados. Aunque una pieza de agregado redondeado podría poseer la misma resistencia interna de una pieza angular, las partículas angulares tienden a cerrarse más apretadamente, resultando una fuerte trabazón de las partículas, a diferencia de lo que ocurre con las partículas redondeadas, ya que tienden a deslizarse unas sobre otras (Figura 3).

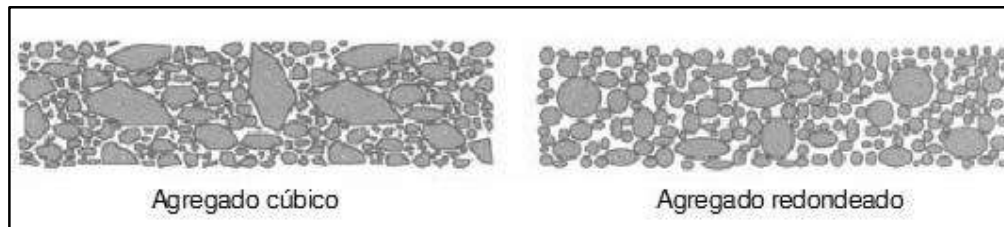


Figura 3 Estructura pétreo de la mezcla.

Cuando una masa de agregados es cargada (Figura 4), puede generarse dentro de la masa un plano por el que las partículas sean deslizadas o cizalladas unas respecto a otras, lo cual resulta en una deformación permanente de la masa. Es en este plano, donde las tensiones de corte exceden a la resistencia al corte de la masa de agregados. La resistencia al corte del agregado pétreo es de crítica importancia en el desempeño de una carpeta asfáltica, ya que provee en gran medida la resistencia a la deformación permanente de la mezcla.

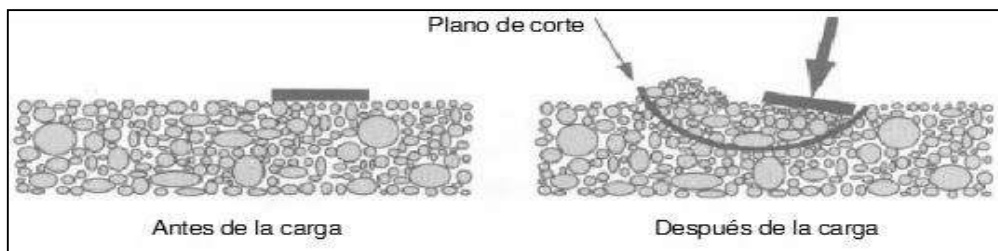


Figura 4 Comportamiento del Agregado a la Carga de Corte.

El comportamiento a la resistencia al corte de los agregados con superficies fracturadas y de los agregados lisos se puede observar fácilmente en las pilas de acopio, donde los agregados triturados forman pilas más empinadas y estables que los redondeados (Figura 5). Los ángulos de reposo son mayores en los materiales con caras fracturadas.

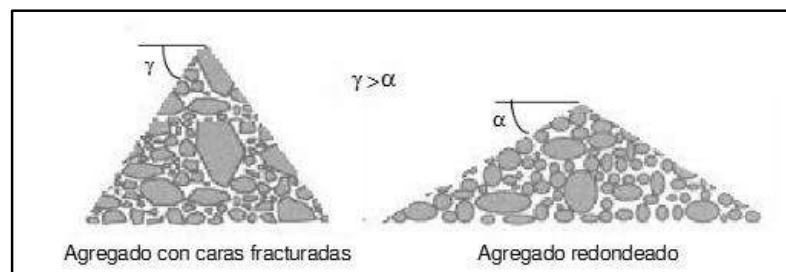


Figura 5 Comportamiento de los Agregados en Pilas de Acopio.

De acuerdo con la teoría de Mohr-Coulomb, la resistencia al corte de una mezcla de agregados depende de: cuán unidas estén las partículas del agregado (el término usual es cohesión), la tensión normal a que están sometidos los agregados y la fricción interna de los agregados. Una masa de agregados tiene relativamente baja cohesión. Así, la resistencia al corte depende principalmente de la oposición al movimiento que ofrecen los agregados. Además, cuando es cargada, la masa de agregados tiende a ser más fuerte porque la tensión resultante tiende a unir a los agregados más estrechamente entre sí, lo que ocasiona que la resistencia al corte en la masa de agregados aumente. El ángulo de fricción interna indica la capacidad del agregado para entrelazarse y así crear una masa de agregados casi tan fuerte como las partículas individuales.

Para asegurar una mezcla de materiales resistente a emplear en la elaboración de un concreto asfáltico, se deben especificar propiedades del agregado que mejoren la fricción interna de la mezcla de agregados; esto se logra normalmente recurriendo a porcentajes de caras fracturadas en el material grueso que integra la mezcla.

2.2 Problemática de las mezclas asfálticas

Hablando de problemas en la mezcla asfáltica sabemos que es susceptible a diversas degradaciones visibles en la superficie del pavimento. “Entre las principales degradaciones se encuentran la deformación permanente (roderas), la fisuración por fatiga, la fisuración térmica y el desprendimiento de agregado. Estas degradaciones generan una reducción de la vida útil del pavimento así como problemas a nivel de la seguridad y del confort. La disminución de la vida útil tiene repercusiones importantes en los costos de mantenimiento, ya que la frecuencia y severidad de las degradaciones aumenta”. (Delgado, 2008).

2.2.1 Agrietamiento por baja temperatura

Garnica, Delgado y Sandoval (2005) mencionan que este tipo de deterioro se caracteriza por la aparición de fisuras transversales que se producen con un espaciamiento notablemente uniforme. La fisuración perpendicular al eje del camino, por lo general no se asocia a las cargas del tránsito. Cuando la carpeta se encuentra sobre una losa de concreto hidráulico, el fenómeno puede atribuirse a la reflexión de las grietas que existen en la losa.

La carpeta se contrae debido a las bajas temperaturas, originando esfuerzos de tensión dentro de la capa; en algún lugar a lo largo de la carpeta se excede la resistencia a la tracción y la capa asfáltica se fisura. El ligante asfáltico juega un papel importante en la fisuración por baja temperatura. Las mezclas asfálticas elaboradas con un cemento asfáltico de naturaleza dura o propensa a la oxidación, serán más susceptibles a presentar este tipo de deterioro.

Se ha visto que el empleo de ligantes blandos y resistentes al envejecimiento, reducen notablemente la fisuración por baja temperatura; también es importante lograr mezclas asfálticas impermeables con un contenido de vacíos de aire adecuado, con el propósito de que el cemento asfáltico que constituye la mezcla no resulte excesivamente oxidado.



Figura 6 Agrietamiento por Baja Temperatura.

2.2.2 Agrietamiento por fatiga

La fisuración por fatiga es un deterioro que con frecuencia se produce en la huella donde las cargas pesadas se aplican. En el momento de la aplicación de la carga, se producen tensiones horizontales cerca del fondo de la carpeta asfáltica; el material en esa zona debe ser lo suficientemente resistente para soportar estas tensiones, ya que es ahí donde se presentan las mayores concentraciones e inicia la fisuración en caso de sobrepasarse la resistencia a la tensión de la carpeta. La aparición de fisuras longitudinales intermitentes a lo largo de la huella son un signo prematuro de la fisuración por fatiga (Figura 7, Izquierda); en algún momento estas fisuras iniciales se unirán con otras (figura 7, Centro), causando un estado intermedio de la fisuración por fatiga dando lugar a lo que se conoce como “piel de cocodrilo”.

Un estado de severidad más avanzado de la fatiga, resulta con la dislocación y desprendimiento de bloques de carpeta asfáltica, bajo la acción del tránsito, con llevando a la formación de baches en la superficie de rodamiento (Figura 7, Derecha). Una mezcla asfáltica muy rígida tiende a oponer baja resistencia a la fatiga cuando la estructura del pavimento permite deflectar a la carpeta asfáltica. Materiales muy rígidos, altas deflexiones y altos niveles de tensiones conducen a vidas útiles, reducidas por la fatiga.

El mecanismo de fatiga no puede enfocarse como un problema de los materiales exclusivamente, ya que este mecanismo se produce generalmente por un número de factores que deben generarse simultáneamente; obviamente un factor trascendental son las cargas pesadas repetidas en el pavimento.

La estructura del pavimento juega un rol central en este tipo de deterioro, ya que una subrasante con un drenaje pobre, resulta en pavimentos blandos con altas deflexiones, pobres diseños y/o deficiente construcción de las capas del pavimento; así como espesores de pavimento muy delgados y rígidos, son también propensos a sufrir altas deflexiones.



Figura 7 Progreso de la Fisuración por Fatiga.

En otros casos, la fisuración por fatiga es sólo un signo de que un pavimento ha alcanzado el número de cargas para el cual fue diseñado; esto no sería necesariamente una falla, sino la progresión natural de una estrategia de diseño del pavimento. A continuación se enuncian algunas medidas a tomar para evitar la fisuración por fatiga:

- Estimación adecuada del número de ejes equivalentes en la etapa de diseño.
- Mantener por todos los medios posibles seca la subrasante.
- Pavimentos con espesores adecuados de tal forma que no permitan grandes deflexiones en la estructura.
- Utilizar materiales que no sean excesivamente débiles ante la presencia de humedad.
- Emplear materiales en el pavimento lo suficientemente resilientes para resistir deflexiones normales.

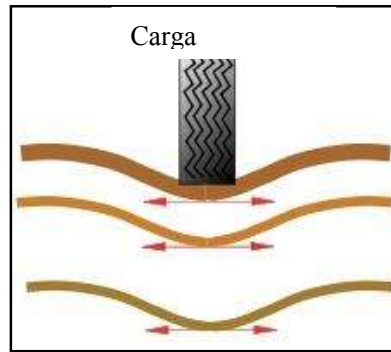


Figura 8 Tensiones en la parte inferior de la carpeta asfáltica.

Desde el punto de vista de la fisuración por fatiga, es deseable que la carpeta se comporte como un material elástico blando; para lograr lo anterior y dado que el comportamiento a la tensión de la mezcla asfáltica está fuertemente influido por el ligante asfáltico, se deben seleccionar cementos asfálticos cuyos límites superiores se ubiquen en la parte elástica en lo que se refiere a sus propiedades de rigidez.

2.2.3 Deformación permanente en mezclas asfálticas

2.2.3.1 Roderas

Las roderas son deformaciones plásticas en la superficie de rodamiento de un pavimento asfáltico, que se presentan a lo largo de la zona de mayor incidencia de los neumáticos de vehículos pesados. Usualmente aparece como una depresión longitudinal con ligero levantamiento lateral del material asfáltico.



Figura 9 Formación de roderas en la superficie de rodamiento.

La aparición de roderas en la superficie de rodamiento, aparte de afectar la funcionalidad del pavimento representa un problema serio para quienes transitan por la vía, ya que la acumulación de agua dentro de estas depresiones longitudinales suele causar el deslizamiento de las ruedas de los vehículos. Es por esto que se deben establecer límites permisibles de profundidad de rodera en función de las consideraciones de seguridad.

La Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA) clasifica las roderas en cuatro grados de severidad:

- Hidroplaneo (0.5 a 0.7 cm)
- Baja (0.7 a 1.25 cm)
- Media (1.25 a 2.5 cm)
- Alta (mayor a 2.5 cm)

Sin embargo, para muchos investigadores el único estándar razonable es aquel que se asocia al hidroplaneo. Pavimentos con pendientes transversales del orden del 2 % y profundidades de rodera de aproximadamente 1.25 cm, son condiciones que se consideran suficientes para causar el hidroplaneo de un automóvil que viaje a una velocidad de 80 km/h o más.

A medida que incrementa la profundidad de la rodera, resulta difícil mantener la dirección del vehículo a altas velocidades, lo que se convierte en un gran problema de seguridad para el usuario.

2.2.3.2 Tipos de deformación permanente

La deformación permanente en pavimentos flexibles equivale a la acumulación de pequeñas deformaciones generadas con cada aplicación de carga. Esta deformación es irrecuperable. La aparición de roderas en un pavimento flexible se debe principalmente a dos causas: deformación permanente en las capas subyacentes y/o deformación permanente en la carpeta asfáltica.

2.2.3.3 Deformación permanente en capas subyacentes

La deformación se produce por la aplicación repetida de carga en la subrasante, la sub-base o la base por debajo de la carpeta asfáltica (Figura 10) y aunque el empleo de materiales más rígidos reduce parcialmente este tipo de deformación, el fenómeno normalmente se considera más como un problema estructural de materiales.

Frecuentemente es el resultado de una sección de pavimento demasiado delgada y sin la suficiente profundidad para reducir a niveles tolerables la tensión sobre la subrasante cuando las cargas se aplican. Podría ser también producto de una subrasante debilitada por el ingreso inesperado de humedad.

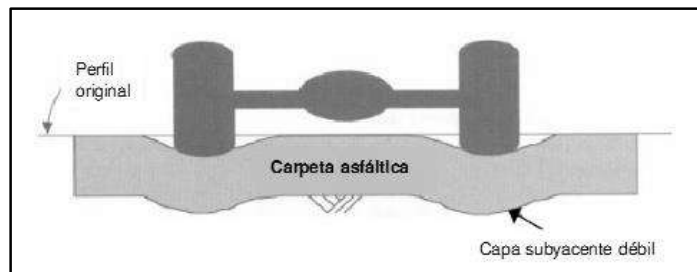


Figura 10 Deformación permanente debido a una capa subyacente débil.

2.2.3.4 Deformación permanente en mezclas asfálticas

Cuando una mezcla asfáltica presenta roderas, es evidente que su resistencia al corte es demasiado baja para resistir las cargas pesadas repetidas a las que está sujeta (Figura 11). La deformación por corte se caracteriza por un movimiento de la mezcla hacia abajo y lateralmente. Las superficies de rodamiento que presentan este tipo de problema representan un peligro para el usuario, ya que los surcos que se forman retienen suficiente agua como para provocar hidroplaneo o acumulación de hielo.

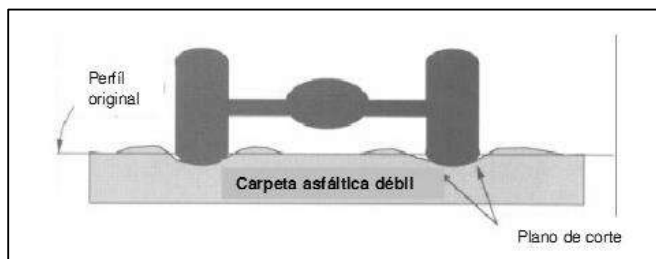


Figura 11 Deformación permanente debido a una mezcla asfáltica débil.

2.2.4 Desprendimiento de agregado

Una parte importante para que el desempeño de las mezclas asfálticas sea en general de buena calidad, se involucra la adherencia que existe entre el agregado pétreo y el asfalto. Como sabemos el asfalto es un derivado del petróleo muy viscoso de baja polaridad y una pequeña afinidad química por el agregado.

Por el contrario, el agregado presenta una gran afinidad por el agua lo cual permite que el asfalto sea fácilmente desplazado por esta. Los agregados, a su vez, pueden ser considerados de tipo “ácidos” o “básicos” según si su superficie tiende a cargarse de forma negativa o positiva respectivamente. Los agregados con alto contenido de sílice son del tipo ácido y aquellos que contienen grupos carbonatos del tipo básico.

Es del conocimiento general que la principal causa de la pérdida de adherencia es debido a la acción del agua. El agua puede penetrar en la estructura del pavimento por cualquiera de las siguientes formas:

- Presente con el agregado debido a un secado inadecuado o insuficiente, o con un alto contenido de agua interna.
- Fisuras y porosidad de la carpeta.
- Por capilaridad cuando existe agua entre las subcapas o una alta presión hidrostática en el subsuelo.
- Existen también algunos factores que hacen más sensible al pavimento a los efectos de la humedad como son:
- Bajo contenido de ligante, especialmente en el caso de las mezclas abiertas.
- Alto contenido de vacíos debido a una mala compactación del material.
- Drenaje inadecuado entre las subcapas.
- Agregados con alto contenido de finos y/o arcillas.
- Presencia de polvo en la superficie del agregado.

Definitivamente en los lugares de clima húmedo y en carreteras con alto tráfico, los daños ocasionados por el agua en los pavimentos se observan con mayor rapidez. Sin embargo, los efectos dañinos del agua pueden presentarse en cualquier tipo de clima.

La adhesión entre el asfalto y el agregado se ve afectada en mayor medida por la naturaleza química de la superficie del agregado. Lo anterior es posible evaluarlo mediante la prueba de Azul de Metileno. De acuerdo a la Norma AASHTO TP57-99, un agregado con un Valor de Azul de Metileno igual o mayor a 20 mg de azul de metileno/g de agregado presentará fallas en la mezcla asfáltica debido a la falta de afinidad entre los elementos, en otras palabras, una pobre adherencia.

La afinidad química entre el asfalto y el agregado puede ser mejorada con la adición de ciertos productos químicos los cuales modifican las características superficiales del agregado o las propiedades del asfalto. Estos productos se conocen como “Promotores de Adherencia”, “Mejoradores de Adherencia”, “Aditivos Anti-Stripping” o Anti-Desprendimiento, etc. Es importante señalar que este tipo de aditivos no pueden eliminar completamente los daños producidos por la humedad pero si reducirlos en buena medida en aquellos casos de un mal diseño, técnicas de construcción defectuosas o materiales de baja calidad, (QuimiKao, 2010).



Figura 12 Desprendimiento de agregado, debido a la falta de adherencia agregado-asfalto.

2.3 Viscoelasticidad

2.3.1 Tipo de comportamiento

La teoría clásica de la elasticidad considera las propiedades mecánicas de los sólidos elásticos de acuerdo con la ley de Hooke, es decir, la deformación conseguida es directamente proporcional al esfuerzo aplicado. De esta forma si se aplica un esfuerzo sobre un sólido elástico éste se deforma (Figura 13.a) hasta que la fuerza cesa y la deformación vuelve a su valor inicial. Por otra parte, si un esfuerzo es aplicado sobre un fluido viscoso (Figura 13.c) éste se deforma, pero no recupera nada de lo que se deforma. Un comportamiento intermedio es el comportamiento viscoelástico (Figura 13.b), en el que el cuerpo sobre el que se aplica el esfuerzo recupera parte de la deformación aplicada. (García, 2008, p. 4, citado por García, 2013).

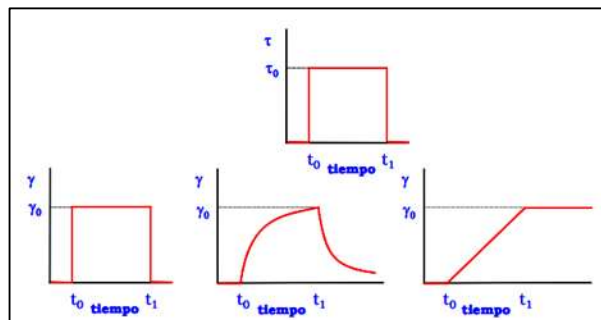


Figura 13 Comportamiento a) Elástico b) Viscoelástico c) Viscoso.

“En laboratorio considerando la amplitud de la deformación $|\epsilon|$ y el número de ciclos de carga aplicados (N) se pueden identificar cuatro tipos de comportamientos principales en las mezclas asfálticas” Delgado (2008).

- Para cargas que comprenden algunos cientos de ciclos y deformaciones (pequeñas) ($<10^{-4}$) el comportamiento es considerado como viscoelástico lineal.
- Durante cargas de decenas de miles de ciclos y deformaciones (pequeñas) se desarrolla un tipo de daño, conocido como el fenómeno de Fatiga.
- Para un número pequeño de cargas y deformaciones importantes, el comportamiento que se observa es fuertemente no lineal.
- Cuando ciclos de esfuerzos (compresión o tensión) son aplicados a partir de un esfuerzo nulo, deformaciones irreversibles no despreciables se producen para amplitudes de deformación cercanas a la ruptura. Su acumulación crea una Deformación Permanente.

La Figura 14 presenta un esquema de los comportamientos descritos en los puntos anteriores.

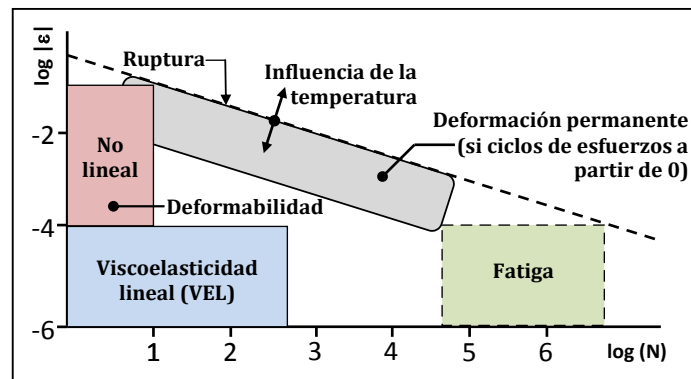


Figura 14 Comportamiento «tipo» de una mezcla asfáltica a temperatura controlada, (ϵ) deformación – (N) número de repeticiones de carga.



CAPITULO 3

ADITIVOS PARA MATERIALES ASFÁLTICOS



Capítulo 3 Aditivos para materiales asfálticos

Maxil y Salinas (2006) mencionan que en la actualidad es frecuente hablar de aditivos que modifican las propiedades del asfalto y por ende al mezclarse con el agregado pétreo brindan un mejor desempeño a la mezcla asfáltica. De aquí la importancia de la siguiente pregunta ¿Por qué se modifican los asfaltos? Está plenamente probado que los asfaltos convencionales poseen propiedades satisfactorias tanto mecánicas como de adhesión en una gama amplia de aplicaciones y bajo distintas condiciones climáticas y de tránsito.

Sin embargo en la actualidad los grandes volúmenes de tráfico sobre los criterios de diseño vehicular aunado al exceso de carga, así como el incremento en la presión de inflado de las llantas y condiciones climáticas, hacen que utilizar asfaltos convencionales en la construcción de carreteras actualmente no satisfagan sus expectativas tal como cumplir un determinado periodo de servicio, es decir, menor resistencia al envejecimiento, la poca durabilidad de un camino reflejándose en deformaciones dentro de una capa asfáltica.

Sin embargo estos problemas son causados además por la selección de materiales en los diseños, mal proceso de construcción, mantenimiento y por la baja calidad del ligante y la necesidad de optimizar las inversiones, provoca que algunos casos, las propiedades de los asfaltos convencionales resulten insuficientes. Por ejemplo con asfaltos convencionales, aun con los grados más duros no es posible eliminar el problema de las deformaciones producidas por el tránsito, especialmente cuando se afrontan condiciones de temperatura alta.

Además con asfaltos con mayor dureza se corre el riesgo de formaciones de agrietamiento por efectos térmicos cuando las temperaturas son muy bajas.

Una solución evidente fue mejorar las características de los asfaltos para mejorar su comportamiento en los pavimentos; ello dio origen a nuevos asfaltos que fueron denominados “asfaltos modificados”. A continuación se presentan características generales de los aditivos modificadores de asfalto utilizados en México.

Antes de hablar de los diferentes tipos de aditivos, comenzaremos describiendo que es un asfalto modificado. Los materiales asfálticos modificados son el producto de la disolución o incorporación en el asfalto, de un polímero o de hule molido de neumáticos, que son sustancias estables en el tiempo y a cambios de temperatura, que se le añaden al material asfáltico para modificar sus propiedades físicas y reológicas, y disminuir su susceptibilidad a la temperatura y a la humedad, así como a la oxidación.

Los modificadores producen una actividad superficial iónica, que incrementa la adherencia en la interfase entre el material pétreo y el material asfáltico, conservándola aún en presencia del agua. También aumentan la resistencia de las mezclas asfálticas a la deformación y a los esfuerzos de tensión repetidos y por lo tanto a la fatiga y reducen el agrietamiento, así como la susceptibilidad de las capas asfálticas a las variaciones de temperatura. Estos modificadores por lo general se aplican directamente al material asfáltico, antes de mezclarse con el material pétreo.

Los principales modificadores utilizados en los materiales asfálticos que norma la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en el país son:



3.1 Polímero tipo I

Es un modificador de asfaltos que mejora el comportamiento de mezclas asfálticas tanto a altas como a bajas temperaturas. Es fabricado con base en bloques de estireno, en polímeros elastoméricos radiales de tipo bibloque o tribloque, mediante configuraciones como Estireno-Butadieno-Estireno (SBS) o Estireno-Butadieno (SB), entre otras.

Se utiliza en mezclas asfálticas para carpetas delgadas y carpetas estructurales de pavimentos con elevados índices de tránsito y de vehículos pesados, en climas fríos y cálidos, así como para elaborar emulsiones que se utilicen en tratamientos superficiales.

3.2 Polímero tipo II

Es un modificador de asfaltos que mejora el comportamiento de mezclas asfálticas a bajas temperaturas. Es fabricado con base en polímeros elastoméricos lineales, mediante una configuración de caucho de estireno, Butadieno-Látex o Neopreno-Látex. Se utiliza en todo tipo de mezclas asfálticas para pavimentos en los que se requiera mejorar su comportamiento de servicio, en climas fríos y templados, así como para elaborar emulsiones que se utilicen en tratamientos superficiales.

3.3 Polímero tipo III

Es un modificador de asfaltos que mejora la resistencia a las roderas de las mezclas asfálticas, disminuye la susceptibilidad del cemento asfáltico a la temperatura y mejora su comportamiento a altas temperaturas.

Es fabricado con base en un polímero de tipo elastómero, mediante configuraciones como Etil-Vinil-Acetato (EVA) o polietileno alta o baja densidad, entre otras. Se utiliza en climas calientes, en mezclas asfálticas para carpetas estructurales de pavimentos con elevados índices de tránsito, así como para elaborar emulsiones que se utilicen en tratamientos superficiales.

3.4 Hule molido de neumáticos

Es un modificador de asfaltos que mejoran la flexibilidad y resistencia a la tensión de las mezclas asfálticas, reduciendo la aparición de grietas por fatiga o por cambios de temperatura. Es fabricado con base en el producto de la molienda de neumáticos. Se utilizan en carpetas delgadas de granulometría abierta, tratamientos superficiales.

El ligante asfáltico y las propiedades de la mezcla pueden ser diseñadas eligiendo el polímero correcto para determinada aplicación, y asegurándose que es compatible con el asfalto base. En general, se eligen elastómeros para proporcionar una mayor resistencia, y flexibilidad al pavimento, mientras que los resultados con los elastómeros generan una mezcla de alta estabilidad y rigidez. Los resultados obtenidos de un proceso de modificación de asfalto dependen altamente de la concentración, peso molecular, composición química y orientación molecular del polímero, así como, de la fuente del crudo, del proceso de refinación y del grado del asfalto que se utiliza.

3.5 Aditivos promotores de adherencia

Este tipo de aditivos son productos tensoactivos que tienen la propiedad de modificar las propiedades superficiales del sistema. Este tipo de moléculas se caracterizan por tener dos partes bien definidas: una parte afín al asfalto, formada por la cadena hidrocarbonada, y una parte afín al agua, formada por grupos funcionales polares.



En las mezclas asfálticas, los aditivos promotores de adherencia se concentran en la interfase asfalto-agregado y se orientan con la parte lipofílica hacia el asfalto mientras que los grupos polares de la parte hidrofílica generan uniones con los grupos silicatos y carbonatos de la superficie del agregado.

En otras palabras, el promotor de adherencia crea un enlace químico entre el asfalto y el agregado aumentando su resistencia a la acción del agua.

Un promotor de adherencia mejora la adhesión entre el asfalto y el agregado a través de dos mecanismos:

- Mejorando el cubrimiento; es decir, incrementando la afinidad del asfalto hacia al agregado por la presencia de los grupos polares del aditivo en la interfase, permitiéndole desplazar el agua de la superficie del agregado y lograr un contacto íntimo entre ellos. En el caso de polvo sobre la superficie del agregado, el promotor de adherencia ayuda a dispersar esos finos y su cubrimiento. Lo anterior es conocido como “Adhesión Activa”.
- Incrementando la resistencia al desprendimiento. Esto se logra al impedir la penetración del agua entre la película de asfalto y agregado por efecto de los enlaces o puentes que se establecen entre el asfalto y la superficie del agregado debido a la acción del promotor de adherencia. Esta resistencia al desprendimiento también se le denomina “Adhesión Pasiva”.

Debido a su naturaleza química, un beneficio adicional del uso de los aditivos promotores de adherencia es la disminución de la oxidación del asfalto. En la medida que se oxida el asfalto, la carpeta pierde flexibilidad, debido al endurecimiento del mismo, y empieza a presentar fisuras permitiendo la penetración del agua y sus efectos.

El uso de Aditivos Promotores de Adherencia ayuda a prolongar la vida útil de la carpeta asfáltica mejorando la adhesión asfalto-agregado que permite obtener mezclas asfálticas mejor cubiertas y resistentes al agua; además de reducir el envejecimiento del asfalto, lo cual justifica su utilización.

Se tiene la creencia de que los asfaltos modificados con polímeros no presentan problemas de desprendimiento, lo cual es un error muy generalizado. El uso de polímeros ayuda a incrementar la cohesión, con lo cual se mejoran propiedades como la viscosidad y la flexibilidad, no así la adhesividad entre el asfalto y el agregado.

Los Aditivos Promotores de Adherencia, como se ha explicado, funcionan mejorando químicamente la adhesión entre el asfalto y el agregado, previniendo el desprendimiento inducido por el agua, (QuimiKao, 2010).

3.6 Aditivo creado a base de nanotecnología

3.6.1 Introducción a la Nanotecnología

Briones, Casero, Martín y Serena (2009) señalan de manera general, que se puede definir nanotecnología como la fabricación de materiales, estructuras, dispositivos y sistemas funcionales a través del control y ensamblado de la materia a escala del nanómetro (0.1 a 100 nanómetros, del átomo hasta por debajo de la célula), así como la aplicación de nuevos conceptos y propiedades (físicas, químicas, biológicas, mecánicas, eléctricas...) que surgen como consecuencia de esa escala tan reducida.



La palabra „nano“ es un prefijo que se utiliza en el sistema internacional (S.I.) de unidades para indicar un factor de 10^{-9} (es decir, multiplicar algo por 0.000000001, o la mil millonésima parte de algo). Así podríamos decir que la nanociencia es la ciencia que puede realizarse con objetos de tamaño nanométrico. Esta escala de tamaños es un tanto arbitraria. El límite inferior (una décima de nanómetro) parece claro, ya que por debajo del átomo no hay „objetos“ manipulables. Sin embargo, el límite superior (una centena de nanómetro) es una referencia para indicar que los objetos deben de estar por debajo de la micra.

En síntesis nos llevaría a la posibilidad de fabricar materiales y máquinas a partir del reordenamiento de átomos y moléculas. El desarrollo de esta disciplina se produce a partir de las propuestas de Richard Feynman.

3.6.2 Historia de la nanotecnología

El comienzo de la nanotecnología tuvo lugar en 1959 en el Instituto de Tecnología de California, donde el físico R. Feynman, especialista en mecánica cuántica, pronunció un famoso discurso. Feynman trató en su conferencia del problema de manipular objetos a pequeña escala, vislumbrando que podría haber muchas oportunidades tecnológicas „jugando“ con átomos y moléculas. En aquel momento su discurso no tuvo una gran repercusión. De hecho la palabra nanotecnología no aparece en dicho discurso. En realidad el término „nanotecnología“ fue resaltado por el profesor N. Taniguchi de la Universidad de Ciencia de Tokio en un artículo titulado „On the Basic Concept of „Nanotechnology“, 1974, que se presentó en una conferencia de la Sociedad Japonesa de Ingeniería de Precisión. En dicho artículo se hablaba de la nanotecnología que nos permite separar, consolidar y deformar materiales átomo a átomo o molécula a molécula.

Aunque Feynman, en 1959, fue el primero en sugerir de manera clara esta posibilidad, hubo que esperar hasta 1986 para que sus ideas se concretaran. En ese año, E. Drexler publicó su libro „Engines of Creation“ en el que describe como las nano-máquinas serán capaces de construir desde ordenadores hasta maquinaria pesada, ensamblando molécula a molécula, ladrillo a ladrillo. Los encargados de realizar ese ensamblaje serán nanobots ensambladores, con un funcionamiento parecido al que, desde siempre, han realizado los ribosomas y otros agregados moleculares en las células de nuestro cuerpo. Estos robots harían su trabajo auto-reparándose y constituyéndose a sí mismos. La descripción realizada por Drexler se corresponde con el funcionamiento de los motores moleculares, desarrollados posteriormente, en los que se crea un engranaje de moléculas donde unas hacen moverse a otras, lográndose un verdadero efecto mecánico. Drexler también vislumbro la posibilidad de desarrollar nano-submarinos que podrían desplazarse por las venas buscando antígenos, como lo hacen los leucocitos. En definitiva, a través de las páginas de „Engines of Creation“; Drexler nos hace sonar con objetos imaginarios, de la misma manera que Julio Verne hizo sonar a nuestros abuelos con viajes a la Luna o al centro de la Tierra. Briones, Casero, Martín y Serena (2009).

Desde que Feynman y Drexler asentaron los pilares de la nanotecnología ha habido un fuerte desarrollo experimental en los laboratorios. Muchos centros de investigación han partido de estas ideas para diseñar no tanto dispositivos concretos, sino experimentos que demuestren las posibilidades de desarrollar esa „nueva“ tecnología. Esto ha desembocado en la puesta a punto de diferentes programas de investigación, así como de diversas iniciativas para fomentar que los conocimientos generados por la ciencia tuviesen una traducción en la tecnología, generando aplicaciones reales, tangibles.

En la actualidad un tema que causa controversia es la aplicación de la nanotecnología en la modificación de asfaltos. La importancia de la nanotecnología en nuestros tiempos es vital para ofrecer soluciones rentables, duraderas y respetuosas con el medio ambiente.



Los recursos destinados a la investigación en nanotecnología en países en vías de desarrollo son muy importantes, debido a las soluciones efectivas que ofrece la nanotecnología en varios campos de las ciencias aplicadas, con unos costos muy reducidos, respecto a las técnicas tradicionales.

En países como México, Costa Rica, Argentina, Venezuela, Colombia o Chile la nanotecnología es relativamente reciente. Las necesidades de adecuar y modernizar sus infraestructuras públicas apuntan hacia la nanotecnología como una solución a largo plazo, con una inversión medida y más económica que las técnicas tradicionales hasta la fecha, (OptimaSoil, 2014).

El aditivo utilizado en este proyecto se encuentra desarrollado a través de nanotecnología, es un aditivo químico inodoro que ha sido diseñado para mejorar de manera importante los beneficios de la tecnología actual de las mezclas asfálticas. A diferencia de otros aditivos que son basados en aminas, este aditivo es una tecnología desarrollada a base de silanos, que gracias a su enlace químico permite una doble función. Se comporta como un promotor de adherencia y además funciona como aditivo capaz de reducir temperaturas de mezclado y compactación, entrando en rangos de mezclas asfálticas tibias.

El asfalto con este tipo de aditivo logra una mejor cobertura del agregado debido a una mejor impregnación. También satura los poros y cavidades de la superficie del agregado, obteniendo una mezcla homogénea donde no existen interfaces de aire, mitigando el fenómeno de oxidación.

Al generar enlaces químicos, las mezclas producidas con el aditivo creado a base de nanotecnología aumenta la adherencia entre el asfalto y el agregado, reduciendo potencialmente el desprendimiento y mejorando su resistencia a la fatiga.

Hablando propiamente de la adherencia, el asfalto común, al mezclarse con los agregados pétreos hidrófilos (afines al agua), forma enlaces físicos débiles que fallan ante condiciones de humedad, lo que genera grietas y baches en el pavimento tras el paso de los vehículos. Con el uso del aditivo se modifica químicamente la superficie del agregado y la vuelve completamente afín al asfalto, logrando así aumentar la adherencia, (Grupo TAMBA, 2015).

3.6.3 Uso de la nanotecnología en pavimentos

En actualidad se ofrecen soluciones para la construcción de carreteras sostenibles mediante la adición de la nanotecnología como solución sostenible y duradera. Los productos nanotecnológicos incorporados permiten un ahorro de costos, mayor durabilidad, excelencia en la ejecución de las carreteras y cumple con el objetivo de respetar el medio ambiente, ya que este tema hoy en día no se puede dejar de lado.

Se entiende por sostenibilidad reducir el consumo de recursos escasos como el asfalto, material pétreo y además alargar el ciclo de vida a un costo inferior.

Por otro lado es de todos sabido que el agua es un problema milenario para los pavimentos y por lo tanto se debe contar con un excelente drenaje que permita desalojar lo más rápido posible el agua de la estructura del pavimento.

3.6.3.1 Organosilanos

Behbahani, Ziari, Kamboozia, Khaki y Mirabdolazimi (2015) señalan que para mejorar la durabilidad de las carreteras con eficiencia podemos acudir a la nanotecnología. La modificación superficial de la carretera con organosilanos crea suelos insensibles al agua a partir del material original, en condiciones de obra y es muy barato.

El organosilano es una molécula de 5nm que reacciona químicamente para formar parte permanente del material modificando su superficie. El aditivo creado a base de nanotecnología utilizado en esta investigación se encuentra creado a base de organosilanos, es un aditivo promotor de adherencia (anti-stripping), es fácil de usar y se mezcla directamente con el asfalto y reacciona con material pétreo inorgánico. Estudios previos mencionan que incrementa la dureza del asfalto. El aditivo es soluble en agua, es un compuesto reactivo de silicio orgánico que especialmente fue diseñado para mejorar la adherencia entre el asfalto y el agregado pétreo, además permite reducir las temperaturas de mezclado y compactación de la mezcla asfáltica en caliente. A continuación en la tabla 1 se presentan las propiedades físicas del aditivo creado a base de nanotecnología.

Tabla 1 Propiedades físicas y químicas del aditivo creado a base de nanotecnología.

Propiedades físicas y químicas	
Estado fisico	Líquido
Color	Amarillo pálido
Punto de ignición (copa cerrada)	>80°C
Gravedad especifica (25°C)	1.01
Punto de congelamiento	5-7°C
Solubilidad	Miscible en agua
Ph	10% solución en agua. Neutral o ligeramente ácido
Viscosidad (25°C)	Menos de 300 CPS

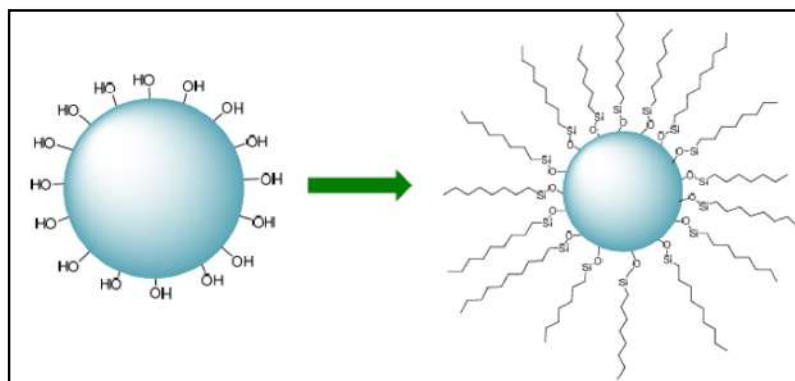


Figura 15 Reacción química de los organosilanos.

La mejora en la estructura de las carreteras sostenibles, permitirá incrementar la durabilidad de las mismas dando lugar a una nueva metodología de diseño y ejecución tanto de las capas inferiores del pavimento, como de la propia carpeta asfáltica. Si se elimina la sensibilidad al agua de los materiales empleados, se conseguirá que el suelo marginal modificado cumpla con los requerimientos técnicos necesarios para uso como material de construcción.

La mejora en la adhesión y la reducción de la influencia de la humedad en la mezcla, aumentará la durabilidad y evitará el efecto pernicioso de la sal en zonas costeras o afectadas por hielo o nieve.

Así mismo, si se minimizan las restricciones técnicas sobre mezclas semicalientes se conseguirá incrementar la vida útil del pavimento, disminuyendo el envejecimiento que se genera en la etapa de fabricación de las mezclas asfálticas, recordando que el aditivo permite disminuir las temperaturas de mezclado y compactación en comparación con una mezcla convencional creada en caliente, la cual oscila entre 155-150 °C para la fabricación y 145-140°C para la compactación.

3.6.3.2 Asfaltos

La innovación planteada en las carreteras sostenibles, parte de la modificación de la polaridad de los suelos y las mezclas asfálticas, para tener una mejor adhesividad y proporcionar mejores resistencias y menores envejecimientos en su vida útil.

Esta modificación se diferenciará de otros tratamientos existentes en la actualidad, debido a que estos compuestos de organosilanos serán igual de efectivos en el tratamiento y mejora de las mezclas asfálticas como de los suelos marginales. Hasta ahora, los tratamientos y productos existentes, han sido enfocados a su aplicación en mezclas asfálticas, pero en ningún caso al tratamiento eficaz de la estructura. El uso de estos compuestos en suelos permitirá reducir a cero su plasticidad y permeabilidad, eliminando los daños generados por el agua en el pavimento. En las mezclas asfálticas, permitirá reducir las temperaturas de fabricación de las mismas, incrementando además en este proceso, sus propiedades mecánicas; otra innovación importante en este proyecto de investigación, si se tiene en cuenta que en la actualidad la reducción de la temperatura de fabricación de las mezclas, significa una reducción en sus parámetros mecánicos. Además, la modificación de su polaridad debido a la aplicación de los organosilanos, incrementará su durabilidad y vida útil, reduciendo los costos de conservación.

En la actualidad se tienen diversos avances en el uso de nanomateriales en el asfalto para la fabricación de mezclas asfálticas en caliente. Las nano-partículas de arcilla son los materiales primarios que se aplican en la construcción de pavimentos, además de nanosilice y nanotubos. Estos aumentan la viscosidad del asfalto por lo que se tienen menores deformaciones permanentes y mayor resistencia a la fisuración por fatiga.

A pesar del hecho de que los materiales bituminosos, tales como el asfalto, se utilizan principalmente en gran escala y en grandes cantidades para la construcción de carreteras, el comportamiento mecánico macroscópico de estos materiales todavía depende en gran medida de la microestructura y de propiedades físicas en una micro o nano escala, (OptimaSoil, 2014).

3.6.3.3 Nanomateriales en mezclas asfálticas

Yang y Tighe (2013) mencionan que una partícula nano es una partícula miniaturizado que se mide en nanómetros (nm) y con frecuencia se define como una partícula con al menos una dimensión que es menor que 100 nm. Las nano partículas de arcilla son los materias primas que pueden tener aplicación en la construcción de mezclas asfálticas, entre otros se encuentran los Nanotubos de carbono (CNT), sílice, alúmina, magnesio, calcio y dióxido de titanio los cuales pueden tener un efecto significativo en el desempeño del asfalto.

3.6.3.4 Nanoarcillas

Se han realizado diversos estudios con arcilla como la bentonita (BT) y bentonita modificada orgánicamente (OBT), estos se utilizaron para reforzar y modificar el material asfáltico.

Los asfaltos modificados tuvieron una resistencia superior a la deformación permanente. La adición de BT y OBT mejoró significativamente las propiedades reológicas a baja temperatura y la resistencia al agrietamiento.

En la tecnología de mezclas asfálticas, el copolímero estireno-butadieno-estireno (SBS) se ha utilizado como un modificador para la producción de mezclas de alto desempeño. Los materiales compuestos nano poliméricos son uno de los materiales más interesantes descubiertos recientemente y las propiedades físicas se mejoran con éxito cuando un polímero está modificado con pequeñas cantidades de nano partículas de arcilla, con la condición de que la arcilla se disperse en el nivel nanoscópico. Las Nanoarcillas se han utilizado como un modificador secundario para mejorar aún más las propiedades de desempeño del asfalto modificado con SBS. En particular, la arcilla tuvo un efecto compatibilizante en el asfalto y el polímero y una alta compatibilidad entre la arcilla y el polímero condujo a una mejor dispersión del polímero en el asfalto, influyendo así en las propiedades reológicas finales de los sistemas estudiados.

Por otra parte una ventaja importante de un asfalto modificado con nanoarcillas es la mejora de su resistencia a la tensión y la reducción de la susceptibilidad a la humedad, además del contacto con antidescongelantes. Esto es importante debido a que en las regiones frías, donde los pavimentos son susceptibles a la nieve, se utilizan antidescongelantes en las carreteras los cuales llegan a erosionar y dañar el pavimento. Al contar con un pavimento modificado que es menos susceptible a esta clase de daños, una gran cantidad de energía y dinero se ahorra por presentar un menor mantenimiento.

3.6.3.5 Nanotubos de carbono

Un nanotubo de carbono (CNT) es una hoja gruesa de un solo átomo de grafito enrollada en un cilindro hueco transparente con un diámetro del orden de un nanómetro. Los CNT's se caracterizan por sus propiedades mecánicas superiores en comparación a otros materiales empleados en la construcción. Dependiendo del radio del tubo, el módulo de Young de un CNT puede ser tan alto como 1 GPa y la resistencia a la tensión puede alcanzar 150 GPa. Existen respectivamente dos tipos diferentes de CNT en forma de tubos individuales (una pared) y tubos coaxiales (Pared múltiple).

Los CNT de multi-pared presentan menor costo y son más fáciles de producir pero presentan menor resistencia que los de pared simple. Muy pocos estudios se han llevado a cabo en el área de los asfaltos y mezclas asfálticas. Cuando se añaden CNT's con un porcentaje relativamente alto (>1%) respecto al asfalto, se pueden afectar significativamente las propiedades reológicas. El uso de nanotubos de carbono es igual a 0.001 con respecto al peso del asfalto en mezclas asfálticas, además de mejorar las propiedades del pavimento flexible, disminuirá el espesor de las capas inferiores y como resultado reducirá el consumo de material pétreo.

3.6.3.6 Nanosílice

La sílice es un compuesto abundante sobre la tierra. Las nanopartículas de sílice se han utilizado en la industria para reforzar los elastómeros como soluto reológico, además de utilizarlo en el concreto. La ventaja de estos nanomateriales reside en el bajo costo de producción y en características de alto desempeño.



Con la adición de nanosílice en el asfalto base, los valores de viscosidad del asfalto disminuyeron ligeramente en otras palabras se nano modifican. Baja viscosidad del asfalto indica que se alcanzara una temperatura de compactación inferior, lo que implica un menor consumo de energía en el proceso constructivo.

La adición de nanosílice en el asfalto mejoró la capacidad de recuperación del asfalto. El desempeño al envejecimiento y la fisuración por fatiga en mezclas asfálticas modificadas con nanosílice fueron mejoradas, además de la resistencia a la deformación permanente y al desprendimiento. Mientras tanto, la adición de nanosílice en el asfalto de control no afectó gravemente las propiedades a bajas temperaturas del asfalto y de la mezcla asfáltica.

Por estas y demás razones la nanotecnología viene a mejorar el área de las mezclas asfálticas ya que se podrán generar beneficios de dos maneras, haciendo que los productos y procesos existentes sean más rentables, duraderos y eficientes, mediante la creación de productos completamente nuevos.

En particular en los asfaltos y en las mezclas asfálticas, la nanotecnología presenta los siguientes beneficios:

- Mejorar la estabilidad de almacenamiento en asfaltos modificados con polímeros.
- Aumenta la resistencia al envejecimiento.
- Reduce la susceptibilidad a la humedad, nieve y antidescongelantes.
- Mejora las propiedades de las mezclas asfálticas a bajas temperaturas.
- Ahorros de energía y costos.
- Disminuyen los requisitos de mantenimiento.

Por otro parte se han desarrollado estudios para observar el desempeño y características de una mezcla asfáltica modificada con polímero (PMA) con la incorporación de partículas de nano-sílice. Nur, Saleh, Alattug, Hamim y Arhmad (2014) desarrollaron estudios utilizando un asfalto modificado con polímero, con una clasificación PG-76, se incorporó a la mezcla partículas de nano-sílice en diferentes concentraciones; 2 y 4% con respecto al peso del asfalto.

Los ensayos que se desarrollaron en la mezcla asfáltica fueron de susceptibilidad a la humedad, módulo resilientes y de creep los cuales evaluaron el desempeño de la PMA con la incorporación de nano-sílice bajo varias condiciones de envejecimiento y susceptibilidad a la humedad.

Durante el proceso de mezclado, los materiales aglutinantes se mezclaron a una temperatura de 160°C, para desarrollar la mezcla se utilizó una propela con una velocidad de 1500 rpm por aproximadamente 1 hora. Se analizó la microestructura del asfalto mediante un escáner electrónico microscópico (SEM). Se presentaron imágenes donde se observan las partículas de nano-sílice muy bien dispersas en la matriz del asfalto. Las partículas de nano-sílice reducen la susceptibilidad a la humedad e incrementan los esfuerzos de las mezclas asfálticas. Además se observó que la fisuración por fatiga y la deformación permanente se mejoraron con la mezcla asfáltica modificada con polímero más la incorporación de partículas de nano-sílice.

Se encontró que los valores del índice de envejecimiento por oxidación se reducen significativamente con el aumento de las partículas de nano-sílice, particularmente el caso del envejecimiento a largo plazo. Se encontró que la incorporación del 4% de nano-sílice en la mezcla modificada con polímero presenta el mayor potencial para la modificación del asfalto.



3.6.3.7 Emulsiones

“Las emulsiones modificadas con organosilanos permiten impermeabilizar los áridos, multiplicar la adhesión, mejorar la resistencia intermedia, evitar delaminaciones y en general, mejorar en todas las propiedades. Estas ventajas aportadas por la nanotecnología aplicada a las mejoras de las emulsiones permiten disponer de una mayor durabilidad, además de un ahorro de costos importantes para emprender proyectos de grandes envergaduras” (OptimaSoil, 2014).

3.6.3.8 Suelos

La nanotecnología aumenta la eficiencia energética y de los recursos en los procesos y en los productos industriales. De este modo, la recuperación de suelos mediante la nanotecnología es un avance fundamental en las nuevas tecnologías al acceder a soluciones respetuosas con el medio ambiente, que favorecen de un modo prácticamente definitivo a solventar problemas con el suelo, sin incidir en el medio ambiente, aportando menores costos tanto de ejecución, como de mantenimiento por gran durabilidad en la recuperación de suelos y sus tratamientos con nanotecnología.

La reducción de la sensibilidad del agua en los suelos tratados, permitirá minimizar la extracción de suelo proveniente de banco, así como los volúmenes dispuestos finalmente en vertedero de suelos marginales, que debido a sus propiedades geotécnicas, no pueden ser utilizados en la construcción de proyectos de infraestructura vial. Se estudiará la repercusión de estos compuestos en la eliminación de la polaridad del árido en la calidad de las mezclas asfálticas, determinando la eficacia que ésta modificación pueda tener en la capacidad de adhesión árido-betún, sobre los aditivos para mezclas semicalientes, resolviendo problemas técnicos como la sensibilidad a la humedad.

3.6.3.9 Reducción de consumo de materiales escasos

En el mercado actual, existen una gran variedad de productos para el tratamiento de suelos y mezclas asfálticas, enfocados a mejorar sus propiedades técnicas específicas. En el caso de los suelos, la mayoría de los productos están enfocados a incrementar su capacidad portante. La naturaleza de estos productos varía desde los más tradicionales; es decir, la cal y el cemento hasta productos de origen enzimático y polimérico, entre otros.

La cal y el cemento se caracterizan por dos razones principales. La primera radica en que son productos muy económicos, que hacen muy rentable su aplicación y la segunda que debido a sus propiedades, confieren al terreno tratado un incremento en sus propiedades mecánicas que permite el uso de estos materiales en la construcción de carreteras.

En el caso de los materiales asfálticos, actualmente se vienen utilizando una serie de aditivos y metodologías, con el fin de conseguir una reducción en las temperaturas de fabricación y compactación en obra de las mezclas asfálticas, reduciendo así los consumos energéticos y las emisiones de gases de efecto invernadero.

No es posible establecer todas las ventajas de los productos presentes en el mercado actual para el tratamiento de los suelos y las mezclas, pero claramente cada uno de ellos cumple con las funciones para las cuales ha sido desarrollado.

En este punto es importante tener en cuenta, que la tecnología desarrollada en este proyecto no se basa en la ineficacia de los productos actuales, si no en la mejora de la tecnología existente, ya que hasta el momento no existe un tratamiento que sirva para mejorar las mezclas asfálticas y modificar los suelos marginales al mismo tiempo, logrando su impermeabilización y mejorando todos los parámetros técnicos necesarios para incrementar la durabilidad de las carreteras, desarrollando modelos sostenibles en la construcción de estas estructuras.



De acuerdo con esto, los beneficios indirectos asociados al proyecto serían una mayor durabilidad, que conlleva una menor rehabilitación, conservación y mantenimiento de la vía; mayor calidad de los materiales a reciclar, ya que tienen un menor envejecimiento, repercutiendo directamente en un menor consumo de ligantes en el momento del reciclado y uso de suelos marginales en la construcción de explanadas, reduciendo la explotación de suelos naturales, minimizando el impacto económico y medioambiental. (OptimaSoil, 2014).



CAPITULO 4

**ANTECEDENTES DEL PROTOCOLO
AMAAC**



Capítulo 4 Antecedentes del Protocolo AMAAC

El Protocolo AMAAC se desarrolló en el año 2008 por la Asociación Mexicana del Asfalto A.C., al ver la necesidad de contar en nuestro país con un método que contemple las condiciones prevalecientes para el territorio nacional. No es necesario realizar mucha investigación para determinar que los pavimentos en México tienen muchos problemas, basta con realizar observaciones por vías de circulación cotidiana para darnos cuenta que la mayoría de las carreteras estatales, federales, autopistas, calles, etc., tienen una gran cantidad de deficiencias que se ven reflejados en los costos de operación.

El Ing. Oscar de Buen Richkarday se reúne con el equipo de la AMAAC, y le sugiere generar una alternativa para mejorar la calidad en las mezclas asfálticas, AMAAC convoca a formar el Comité Técnico sobre Desempeño de Mezclas Asfálticas, Coordinado por el Dr. Paul Garnica Anguas, donde el objetivo de este comité sería hacer especificaciones para las mezclas asfálticas que incluyan ensayos de desempeño.

El Comité Técnico propone generar un protocolo con especificaciones para las mezclas asfálticas que incluyan ensayos de desempeño, control de calidad y algunas recomendaciones de ensayos adicionales para que pudieran incluirse en las especificaciones de proyectos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, como una opción para dicha instancia. Se reúne para trabajar proactivamente en la propuesta de diseño. Tomando en consideración los adelantos hasta ese momento, visitando diversas autoridades de España, Francia y Estados Unidos, para discutir sobre las metodologías utilizadas para el diseño, control de calidad, ensayos en los materiales y mezclas asfálticas. Los laboratorios de referencia mundial fueron:

- CEDEX (España)
- LCPC (Francia)
- Instituto del Asfalto (E.U.)
- SemMaterials (E.U.)

Como puntos relevantes se pudieron encontrar la normalización estandarizada de los métodos que se usan entre todos los constructores españoles y franceses, alineada a la regulación europea. Lo mismo aplica para Estados Unidos, observó que los laboratorios líderes tienen homologado el diseño SHRP-SUPERPAVE.

Además se observó una gran importancia en la preparación de las diferentes capas de pavimento y un énfasis en el control de la granulometría y tipo del agregado empleado. De esto se concluyó que México requiere de laboratorios especializados, bien equipados, certificados, que validen la calidad de las mezclas que se usan en los pavimentos y en la obra terminada.

Así como generar especificaciones para regular las características de los materiales y sus combinaciones. Requerimientos acordes a las condiciones reales. Se observó que en general en Europa como en Estados Unidos, las pruebas de rueda cargada como la Rueda de Hamburgo o el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA) se consideran una medida exigente de desempeño para calificar los pavimentos antes de la aplicación del mismo. En Estados Unidos se están haciendo mediciones de rueda cargada y correlaciones con medidas del módulo dinámico.

El Comité Técnico de AMAAC consideró que debía de surgir una propuesta de esta prueba para que la SCT la incluya como prueba en la calificación de la mezcla asfáltica.

Terminados los documentos para la propuesta se realizó la revisión del documento en la que participaron diversas personalidades de carácter gubernamental (Dirección General de Servicios Técnicos, CAPUFE, Instituto Mexicano del Transporte, etc.), sector privado, académico

(diversas Universidades) obteniendo así la aprobación de dicho protocolo y recomendaciones (como alternativa de diseño).

Se espera que con la implementación del Protocolo AMAAC se aproveche de manera más razonable el asfalto, pues el 95% de las carreteras del mundo están hechas de este material (Figura 16). Las mezclas asfálticas diseñadas con el Protocolo AMAAC tienen un comportamiento superior a los construidos tradicionalmente con el método Marshall. En los próximos años, se tendrá en México una inversión en infraestructura carretera de gran importancia, por lo tanto es necesario que se realicen diseños adecuados que aseguren el objetivo de un pavimento; seguro, confortable, duradero y económico que satisfaga las necesidades del usuario.



Figura 16 Aproximadamente el 95 % de las carreteras del mundo están hechas de asfalto.

El Protocolo AMAAC es derivado del método SUPERPAVE desarrollado en Estados Unidos, pero adaptado para las características particulares de nuestro país. Y al igual incorpora criterios de España y Francia.

Para una correcta implementación del protocolo se crearon programas de capacitación y de certificación. En relación a la certificación uno de los puntos críticos fue definir los mecanismos para que los laboratorios siguieran los lineamientos que deben cumplir para contar con un control de calidad en equipos, conocimientos y habilidades del personal para poder evaluar los materiales involucrados en la construcción de la carpeta asfáltica.

Para que los laboratorios en México sean acreditados deberán cumplir con las especificaciones del Protocolo AMAAC cubriendo 3 etapas fundamentales: 1) Selección de los Agregados Pétreos, 2) Selección del Cemento Asfáltico y 3) Diseño de la Mezcla Asfáltica. La certificación está conformada por dos tipos; Certificación del Personal y Certificación de los Laboratorios, (García, 2013).

4.1 Protocolo AMAAC

4.2 Criterios de selección del nivel de evaluación requerido

El método de diseño propuesto por AMAAC (2011), establece diferentes niveles de diseño para una mezcla asfáltica densa en función del nivel de tránsito o el desempeño deseado para la infraestructura que se requiere.

En la tabla 2 se presenta la recomendación para la selección del nivel de diseño de la mezcla asfáltica en función del tránsito vehicular. Es importante revisar las columnas 2 y 3 de la tabla 2, para ajustar el criterio. El criterio que resulte más exigente de estas dos columnas será el nivel para el cual se evaluará la mezcla.

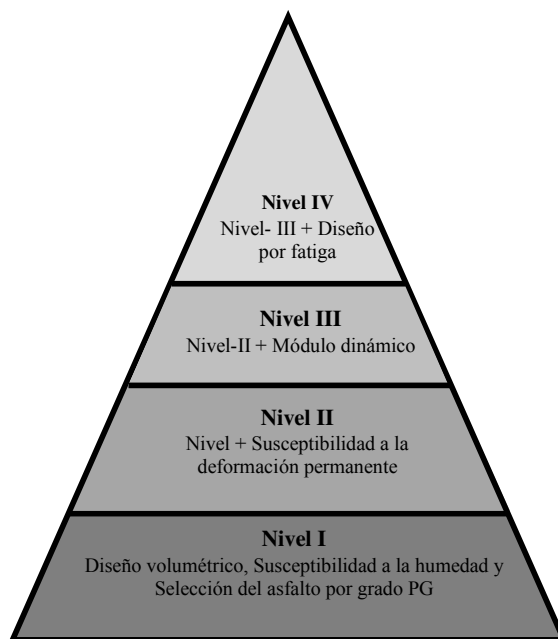


Figura 17 Criterios de selección de ensayos para la evaluación del diseño para mezclas asfálticas.



Tabla 2 Niveles de diseño en función del número de ejes equivalentes de 8.2 t y el tipo de carretera.

Designación del nivel de tránsito	Número de ejes equivalentes	Tipo de carreteras usuales	Ensayos recomendados
Nivel I Tránsito bajo	Menor a 1,000,000	<ul style="list-style-type: none"> Carreteras federales tipo D Carreteras alimentadoras Carreteras estatales y municipales Calles urbanas 	<ul style="list-style-type: none"> Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad
Nivel II Tránsito medio	De 1,000,000 a 10,000,000	<ul style="list-style-type: none"> Carreteras estatales Carreteras federales tipo B y C Vialidades urbanas 	<ul style="list-style-type: none"> Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad Susceptibilidad a la deformación permanente
Nivel III Tránsito alto	De 10,000,000 a 30,000,000	<ul style="list-style-type: none"> Carreteras federales tipo A Autopistas de cuota 	<ul style="list-style-type: none"> Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad Susceptibilidad a la deformación permanente Modulo Dinámico
Nivel IV Tránsito muy alto	Más de 30,000,000	<ul style="list-style-type: none"> Carreteras federales troncales Autopistas de cuota importantes Vialidades suburbana en ciudades muy grandes 	<ul style="list-style-type: none"> Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad Susceptibilidad a la deformación permanente Módulo Dinámico Fatiga

4.3 Protocolo AMAAC Nivel I. Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad de una mezcla asfáltica

La filosofía del protocolo es que el diseño de la mezcla asfáltica se realice de la manera más adecuada. Teniendo en cuenta que la mezcla asfáltica está compuesta de agregados pétreos + asfalto, no se puede tener un buen desempeño de la mezcla si primero no se verifica que los materiales cumplen con la calidad requerida.

4.3.1 Calidad de los agregados pétreos

a) **Selección del agregado mineral.**- Este debe cumplir como ya se mencionó anteriormente con ciertas especificaciones, para esto es necesario realizar diversas pruebas a nuestro material



seleccionado para verificar que se encuentra en condiciones de ser utilizado en nuestra mezcla asfáltica, así como, para poder determinar sus características particulares.

Las características físicas básicas que deben cumplir las fracciones gruesa y fina del agregado pétreo seleccionado son las que se indican en las Tablas 3 y 4, respectivamente.

Tabla 3 Requisitos de calidad de la fracción gruesa del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa.

Característica	Norma	Especificación
Desgaste Los Ángeles, %	ASTM C131	30 máx. (Capas estructurales) 25 máx. (capas de rodadura)
Desgaste Microdeval, %	AASHTO TP 58-99	18 máx. (Capas estructurales) 15 máx. (capas de rodadura)
Intemperismo acelerado	AASHTO T 104	15 máx. Para sulfato de sodio 20 máx. para sulfato de magnesio
Caras fracturadas, % (2 caras o más)	ASTM D 5821	90 mín.
Partículas alargadas, %	ASTM D 4791	Relación 3 a 1, 15% máx.
Partículas lajeadas, %	ASTM D 4791	Relación 3 a 1, 15% máx.
Adherencia con el asfalto, % de cubrimiento	Recomendación AMAAC RA-08/2008	90 mín.

Tabla 4 Requisitos de calidad de la fracción fina del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa.

Característica	Norma	Especificación
Equivalente de arena, %	ASTM D 2419	50 mín. (Capas estructurales) 55 mín. (Capas de rodadura)
Angularidad, %	AASHTO T 304	40 mín.
Azul de metileno, mg/g	Recomendación AMAAC RA-05/2008	15 máx. (Capas estructurales) 12 máx. (Capas de rodadura)

Se recomienda considerar al menos tres granulometrías diferentes para dosificación y diseño de la mezcla. Las tres granulometrías pueden corresponder a las variaciones esperadas durante la producción en un cierto banco de material.

Además de los criterios antes señalados se deben realizar todas las pruebas a los agregados minerales que se citan a continuación, estas son por recomendación de la AMAAC.

- Reducción de muestras (ASTM C702-98(03)).
- Análisis granulométrico (ASTM C136-06).
- Densidad y absorción de agregados gruesos (ASTM C127-07).
- Densidad y absorción de agregados finos (ASTM C128-07a)
- Determinación del valor equivalente de arena (ASTM D2419-09).
- Determinación de partículas planas y alargadas (ASTM D4791-05).

- Azul de metileno (Filler) (RA 05/10).
- Determinación del % de partículas fracturadas en agregados gruesos (ASTM D5821-01).
- Intemperismo acelerado (ASTM C88-05).
- Desgaste de los ángeles (ASTM C131-06).
- Desprendimiento por fricción en la fracción gruesa de materiales pétreos para mezclas asfálticas. Ebullición (ASTM D 3625-96).
- Resistencia al desprendimiento del asfalto de los materiales pétreos en mezclas asfálticas por acción del agua. (RA 07/2010).
- Desprendimiento por fricción en la fracción gruesa de materiales pétreos para mezclas asfálticas. (MMP 4.04.009/03).
- Desprendimiento por fricción en la fracción gruesa de materiales pétreos para mezclas asfálticas. (RA 08/08).
- Angularidad del agregado fino (AASHTO T304-08).
- Desgaste Microdeval (AASHTO T327-09).

4.3.2 Calidad del material asfáltico

b) Material Asfáltico.- El cemento asfáltico se debe seleccionar en función de la temperatura máxima y mínima que se espera en el lugar de aplicación. Si el cemento asfáltico seleccionado es convencional, se le determinará su carta de viscosidad usando un viscosímetro rotacional de acuerdo a la norma ASTM D-4402. De esta carta se obtendrán las temperaturas de mezclado y compactación (en el laboratorio) adecuadas que corresponderán a los valores de viscosidad que se presentan en la Tabla 5.

Para cementos asfálticos modificados las temperaturas mencionadas deben ser proporcionadas por el proveedor, Protocolo AMAAC, PA-MA 01, (2011).

Tabla 5 Rangos de viscosidades para seleccionar las temperaturas de mezclado y compactación entre el agregado pétreo y cemento asfáltico convencional.

Característica	Rango de Viscosidad, (Pa.s.)
Temperatura de mezclado	0.15 a 0.19
Temperatura de compactación	0.25 a 0.31



Figura 18 Viscosímetro Rotacional.

Además de la prueba antes mencionada existe una relación de pruebas básicas que se realizan a los ligantes asfálticos con el fin de poder determinar sus características reológicas, a continuación se describe cada una de estas.

Reómetro de corte dinámico

El Reómetro de Corte Dinámico (DSR) es usado para caracterizar el comportamiento viscoso y elástico de los ligantes asfálticos. Para ello se mide el módulo de corte complejo (G^*) y el ángulo de fase (δ) del ligante. G^* es una medida de la resistencia total de un material a la deformación cuando se somete respectivamente al corte. El mismo tiene dos componentes: una elástica (recuperable) y otra viscosa (no recuperable). Δ es un indicador de las propiedades de las deformaciones recuperable y no recuperable.

Los valores de G^* (G estrella) y δ (delta) en los asfaltos dependen en gran medida de la temperatura y frecuencia de carga. A altas temperaturas (superiores a las de pavimentos en servicio) los asfaltos se comportan como fluido viscoso, como indica el eje vertical en la figura 19. Por otro lado, a temperaturas muy bajas (inferiores a las de los pavimentos) los asfaltos se comportan como sólidos elásticos, como muestra el eje horizontal en la figura 19.

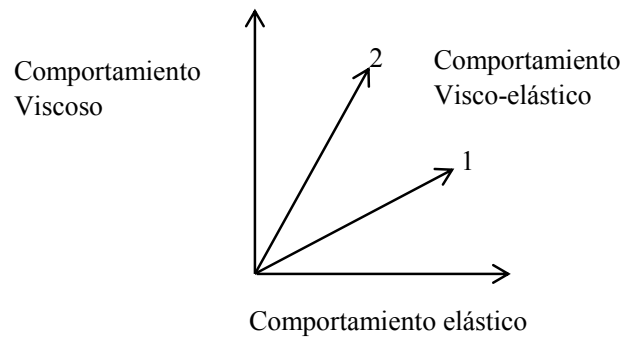


Figura 19 Comportamiento Elástico y Viscoso del asfalto.

A temperaturas en que la mayoría de los pavimentos soportan tráfico, los asfaltos (como los representados en los vectores 1 y 2) se comportan –simultáneamente– como líquidos viscosos y sólidos elásticos. Bajo carga, parte de la deformación es elástica (recuperable) y parte es viscosa (no recuperable). Por ello el asfalto es definido como un material viscoelástico. Por ejemplo, en la figura 20, aun cuando ambos asfaltos son viscoelástico, el asfalto 2 es más elástico que el asfalto 1, por su menor ángulo de fase δ .

Midiendo G^* y δ , el DSR ofrece una información más compleja del comportamiento del asfalto a las temperaturas de servicio del pavimento. El diagrama de la figura 20 ilustra el módulo G^* , sus componentes y el ángulo δ .

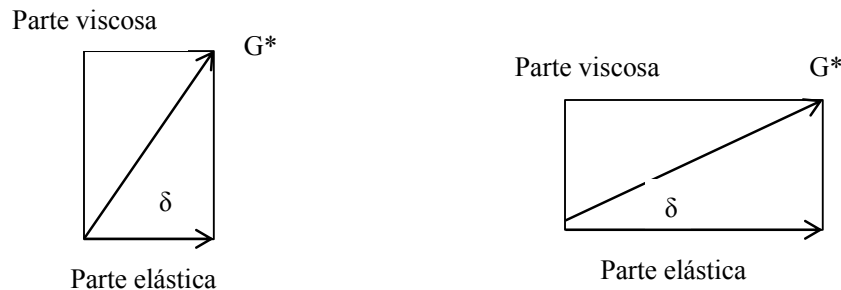


Figura 20 Mediciones del DSR.

El diagrama de la figura 20, muestra dos asfaltos con el mismo G^* (longitud del vector) pero con diferentes ángulos de fase. Sin embargo, el asfalto A tiene una menor porción elástica

(recuperable) que el asfalto B, mientras que B tiene un menor componente viscoso (no recuperable) que A.

Si la misma carga es aplicada a ambos asfaltos, el asfalto A tendrá más deformación no recuperable (permanente) que B. debido a que el asfalto B tiene un componente elástico respectivamente mayor, se recuperara mucho más del efecto de la carga. Este ejemplo muestra que G^* por sí solo no es suficiente para describir el comportamiento del asfalto, ya que se necesita además el valor δ .

Viscosímetro rotacional

La viscosidad rotacional se utiliza para evaluar la “manejabilidad” del asfalto a altas temperaturas. Se usa un viscosímetro cilíndrico coaxial rotacional, como el aparato Brookfield, antes que un viscosímetro capilar. Algunos tecnólogos en asfalto se refieren a esta medida como “viscosidad Brookfield”.

Se mide la viscosidad del ligante asfáltico a alta temperatura con el objetivo de asegurar que el asfalto es suficientemente fluido para las operaciones de bombeo y mezcla. Por lo tanto, la viscosidad se mide sobre el asfalto sin envejecer y no debe, de acuerdo con las especificaciones de SUPERPAVE para ligantes, superar los 3 Pa.s para la temperatura de 135°C.

La viscosidad rotacional se determina midiendo el torque necesario para mantener constante la velocidad rotacional de un vástago cilíndrico sumergido en la muestra a una temperatura constante.

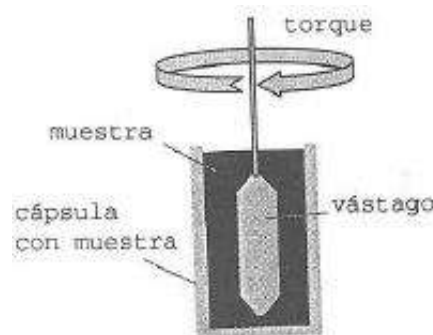


Figura 21 Principio de funcionamiento del viscosímetro rotacional.

El torque necesario para mantener al vástago rotando a una velocidad constante está directamente relacionado con la viscosidad de la muestra del ligante, la cual es determinada automáticamente por el viscosímetro.

Métodos de envejecimiento de los ligantes

Un tema central de las especificaciones SUPERPAVE es el ensayo de ligantes en condiciones que simulan las etapas críticas en la vida de estos. Las tres etapas más críticas son:

- Durante el transporte, almacenamiento y manipulación.
- Durante el mezclado y la construcción, y
- Luego de largos periodos en servicio.

Los ensayos realizados sobre un asfalto sin envejecer representan la primera etapa (transporte, almacenamiento y manipulación).

La segunda etapa, mezclado y construcción, es simulada envejeciendo el ligante en el horno rotatorio de película delgada (RTFO). La técnica de envejecimiento fue desarrollada por el Departamento de Carreteras de California (California Highway Department); se detalla en la norma AASHT T-420 (ASTM D 2872). En este ensayo se expone una delgada película del ligante a calor y aire y recrea aproximadamente la exposición del asfalto a dichos elementos durante el mezclado en caliente y manipulación.

La tercera etapa de envejecimiento de ligantes tiene lugar durante un largo periodo de servicio. Se simula esta etapa utilizando la cámara de envejecimiento a presión (Pressure Aging Vessel). Este ensayo expone las muestras de ligantes a la acción de calor y presión con el objetivo de recrear, en cuestión de horas, años de envejecimiento en servicio del pavimento.

Es importante destacar que, por propósitos de especificación, las muestras de ligantes envejecida en el PAV fueron previamente envejecidas en el RTFO. Consecuentemente el residuo del PAV ha sufrido todas las condiciones a las que son expuestos los ligantes durante la producción y el servicio.

Las nuevas especificaciones de SUPERPAVE para ligantes asfálticos han sido pensadas en función de la deformación permanente, de la fisuración por bajas temperaturas y de la fisuración por fatiga de los pavimentos asfálticos. Esto se logra controlando las distintas propiedades físicas medidas con los equipos descritos anteriormente.

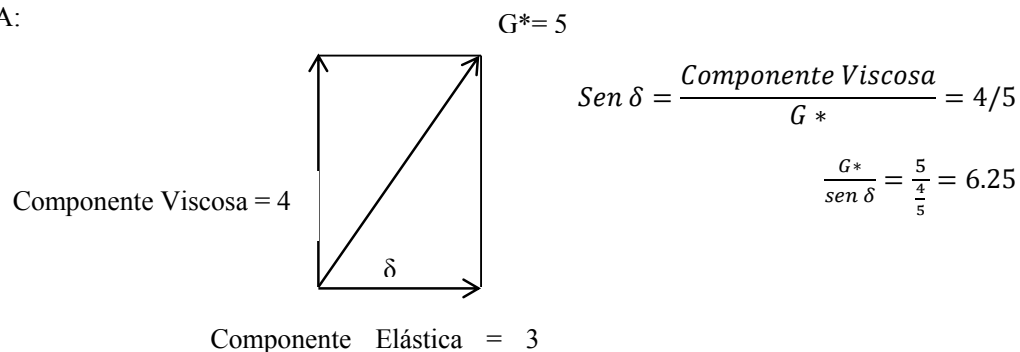
Una diferencia importante entre las actuales especificaciones para asfaltos y estas nuevas especificaciones SUPERPAVE es el enfoque. Se debe tener en cuenta que las propiedades físicas permanecen constantes para todos los grados, pero las temperaturas para las cuales esas propiedades deben ser cumplidas varían en función del tipo de clima en el cual se espera que el ligante asfáltico sirva. Por ejemplo, el tipo PG 52-40 está pensado para garantizar un buen comportamiento con una temperatura máxima de 52°C (promedio de los siete días consecutivos cuyas temperaturas sumadas dan el máximo) y una temperatura mínima de diseño de -40°C.

Deformación permanente

Esta forma de falla ocurre a altas temperaturas. La especificación define y establece requisitos para un factor de ahuellamiento (rutting factor), $G^*/\text{sen } (\delta)$, que representa el componente viscoso de la rigidez total del ligante a alta temperatura. Este factor se llama “G estrella sobre seno de (δ) ”. Se calcula dividiendo el módulo complejo (G^*) por el seno del ángulo de fase (δ) , ambos medidos utilizando el reómetro de corte dinámico. $G^*/\text{sen } (\delta)$ debe ser como mínimo 1.00 KPa para el ligante asfáltico original (sin envejecimiento) y 2.20 KPa como mínimo para el residuo de RTFO.

Es lógico utilizar [$G^*/\text{sen } (\delta)$] para el análisis del comportamiento al ahuellamiento. $\text{Sen } (\delta)$ se calcula a partir del cociente entre la parte viscosa de G^* y el valor total del G^* . Para los dos materiales A y B mostrados en la figura 22 (de igual G^*) hay una marcada diferencia en los valores de (δ) .

rial A:



Material B:

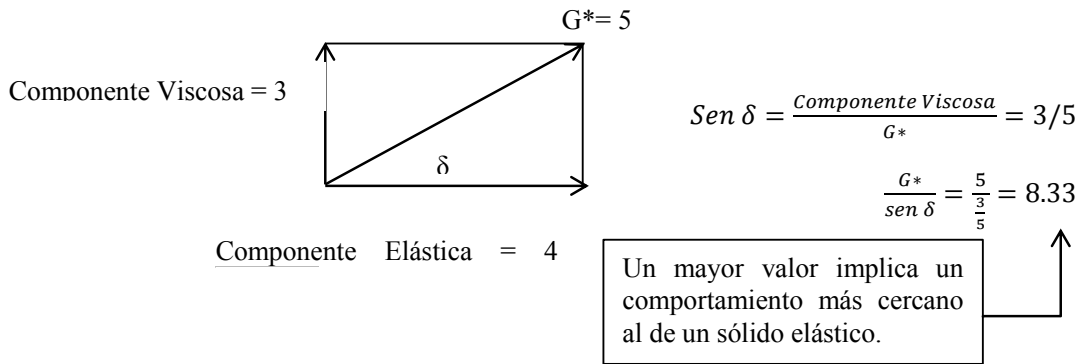


Figura 22 Control del ahuellamiento en la especificación SUPERPAVE.

Para el material A, el seno (δ) ($=4/5$) es mayor que para el material B ($=3/5$). Esto significa que $G^*/(\text{sen } \delta)$ es menor para el material A que para el material B. Por lo tanto, el material B ofrecerá mayor resistencia al ahuellamiento que el material A. Esto tiene sentido porque la componente viscosa del material B es mucho menor que la del material A. Un mayor valor de G^* y un menor valor de (δ) incrementan el valor de $G^*/\text{sen } \delta$, lo que es deseable para la resistencia al ahuellamiento.

Fisuración por fatiga

G^* y (δ) también se emplean en las especificaciones SUPERPAVE para ligantes asfálticos para prevenir la fatiga en pavimentos asfálticos. Dado que la fatiga sucede a temperaturas del pavimento entre bajas y moderadas, luego de un lapso de servicio, la especificación exige que los ensayos de RTFO y PAV se realicen antes de medir estas propiedades.

G^* y $\text{sen } \delta$ son determinados utilizando el ensayo de corte dinámico. Sin embargo, en lugar de calcular el cociente de ambos parámetros (como sucedía para ahuellamiento) calculamos el producto $G^* \times \text{sen } \delta$. El factor de agrietamiento por fatiga ($G^* \times \text{sen } \delta$) se denomina “G estrella seno de delta. La especificación SUPERPAVE para ligantes establece un valor máximo de 5000 KPa para el producto $G^* \times \text{sen } \delta$).

La figura 23 sintetiza el concepto del factor fatiga. En este ejemplo, el material B se caracteriza por una combinación de valores de G^* y (δ) menores que los correspondientes al material A; sus componentes elástica y viscosa son menores. Debido a su menor (δ), el material B se comporta más como un material elástico blando que el material A. Por esta razón, el material B se flexiona repetidamente, y recobra su forma original mejor que el material A. La capacidad para funcionar como un material elástico blando y recuperarse de la deformación por las cargas es una cualidad deseable del ligante para resistir el agrietamiento por fatiga. Es posible que una combinación de G^* y (δ) resulte en un valor tan grande de $G^* \times \text{sen } \delta$, que las componentes elástica y viscosa resulten demasiado altas y el ligante deje de resistir eficazmente la fisuración por fatiga. Esta es la razón por la cual la especificación fija un límite máximo de 5000 KPa para el producto $G^* \times \text{sen } \delta$).

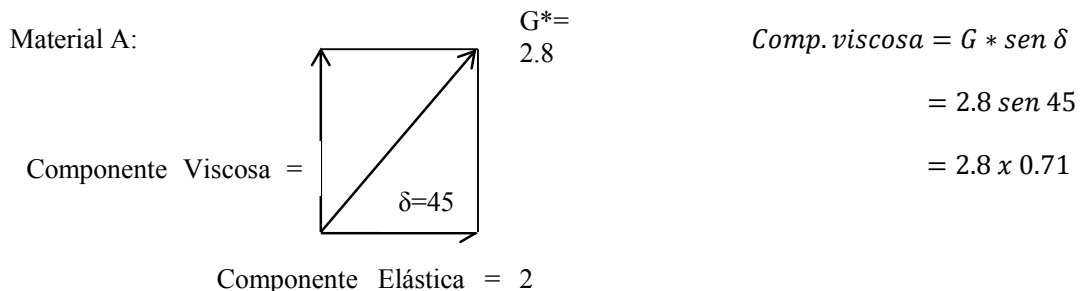


Tabla 6 Valores de los parámetros volumétricos necesarios para el diseño óptimo de una mezcla asfáltica.

Requerimientos Para el Diseño Volumétrico de la Mezcla										
Nivel de tránsito	Densidad requerida (% de la gravedad específica teórica máxima (Gmm))			Vacíos de agregado mineral mínimo en % - VMA					Relación filler asfalto	
	Nivel de compactación giratoria			Tamaño Nominal (mm)						
	N_{ini}	N_{dis}	$N_{máx}$	37.5	25	19	12.5	9.5	Vacíos llenos de asfalto en %	
I Bajo	$\leq 91,5$								70-80	
II Medio	$\leq 90,5$								65-78	
III Alto	$\leq 90,5$								65-78	0.6-1.2
IV Muy Alto	≤ 89	96	≤ 98	11	12	13	14	15	65-75	

Tabla 7 Esfuerzo requerido para la compactación giratoria según el tránsito esperado en el carril de diseño.

Millones de ejes equivalentes.	Parámetros de Compactación		
	N_{ini}	N_{dis}	$N_{máx}$
< 1	6	50	75
1 < 10	7	75	115
10 < 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

4.3.3 Susceptibilidad de la mezcla asfáltica al daño inducido por humedad

Este ensayo determina la resistencia al daño inducido por humedad, también conocido como resistencia retenida, de una mezcla asfáltica compactada. La resistencia retenida es importante para establecer si una mezcla asfáltica es susceptible a la acción de la humedad.

Descripción del ensayo

El ensayo de especímenes consiste en la determinación del esfuerzo máximo que es capaz de soportar la mezcla compactada, bajo el ensayo de tensión indirecta a una temperatura de 25°C, para los especímenes acondicionados y los no acondicionados.

Los especímenes acondicionados se someten a un proceso de saturación entre el 70 y 80% a través de una bomba de vacío, posteriormente se llevan a un ciclo de congelamiento a una temperatura de $-18 \pm 3^\circ\text{C}$, por un tiempo mínimo de 16 horas.

Posteriormente se someten a un baño maría a una temperatura de 60°C por 24 horas, por último todos los especímenes (acondicionados y no acondicionados) son llevados a un baño maría a 25°C por un tiempo mínimo de 2 horas.

Los especímenes se colocan rápidamente cada uno de ellos en una mordaza Lottman y se ensayan a tensión indirecta. La velocidad de aplicación de carga es de 50.8 mm por minuto.

Se registra la carga máxima aplicada (o tensión indirecta). El ensaye debe continuar hasta que se aprecie una grieta vertical. Se retira el espécimen de la prensa y se jalan las dos mitades para provocar su separación. Visualmente se determina si el agregado grueso se rompió o solo se separó del asfalto.

A continuación se presentan una serie de figuras en donde se describe el proceso anteriormente descrito (Figura 24).



Figura 24 Acondicionamiento de especímenes para ensayo TSR.

Cálculo y resultados

Se calcula la resistencia a tensión indirecta con la expresión que se indica a continuación:

$$S_t = \frac{2000P}{\pi t D} \quad (2)$$

Donde

S_t = es la resistencia a tensión indirecta, KPa.

P = es la carga máxima, N.

t = es el espesor o altura del espécimen, mm.

D = es diámetro del espécimen, mm.

Se reporta la resistencia de la mezcla asfáltica al daño inducido por humedad como el cociente de la resistencia a tensión indirecta promedio de los especímenes acondicionados entre la resistencia de los especímenes no acondicionados, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$TSR = \frac{S_2}{S_1} \times 100 \quad (3)$$

Donde:

TSR = es la resistencia al daño inducido por humedad, expresada en %.

S_1 = es la resistencia a la tensión indirecta promedio de especímenes no acondicionados, KPa.

S_2 = es la resistencia a tensión indirecta promedio de especímenes acondicionados, KPa.

4.4 Protocolo AMAAC Nivel II. Susceptibilidad a la deformación permanente

El protocolo AMAAC establece diferentes ensayos para evaluar la susceptibilidad a la deformación permanente (Nivel II), de los cuales dos fueron realizados durante el estudio: El Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA) y la rueda cargada de Hamburgo, la descripción de los ensayos se presenta a continuación.

4.4.1 Analizador de Pavimentos asfálticos (APA).

El APA, es un equipo termostáticamente controlado, diseñado para ensayar la susceptibilidad a la deformación permanente de las mezclas asfálticas por medio de la aplicación de una carga de 100 lbf en tres líneas independientes. La presión de las mangueras deberá ser de 100 psi.

Los especímenes de prueba que se ensayan en el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA), deberán previamente ser precalentados en el APA o en un horno por un tiempo igual a 6 horas, la temperatura de ensaye del APA deberá mantenerse en el estándar de la temperatura alta del grado PG.



Figura 25 Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA).

El ensayo consiste en someter a los especímenes de prueba a una carga que simula el paso de los vehículos por un total de 8000 ciclos. La profundidad de rodera es determinada por la resta de la medición final y la inicial. En la Tabla 8 se indican las especificaciones correspondientes en relación con el nivel de tránsito vehicular.

Tabla 8 Especificaciones de rodera máxima con el Analizador de Pavimentos Asfálticos. APA para 8,000 ciclos.

Nivel de tránsito	Rodera máxima
Bajo	7.0 mm
Medio	5.5 mm
Alto	4.0 mm
Muy alto	3.0 mm

4.4.2 Rueda cargada de Hamburgo

El ensayo de rueda cargada de Hamburgo, al igual que el APA, tiene por objetivo determinar la susceptibilidad a la deformación permanente de la mezcla asfáltica.

El ensayo se realiza en una muestra de 150 mm y un espesor de 60 mm, la cual será sometida a 20,000 aplicaciones de carga (pasadas) bajo una condición saturada a 50°C de temperatura. El límite de la rodera permitida en la especificación es de 10 mm.

En la Tabla 9 se indican las especificaciones correspondientes en relación con el nivel de tránsito vehicular.



Figura 26 Equipo de ensayo rueda cargada de Hamburgo.

Tabla 9 Especificaciones de rodera máxima con el Analizador de Rueda Cargada de Hamburgo.

Nivel de tránsito	Número de pasadas para provocar una deformación máx de 10 mm.
Bajo	10,000
Medio	15,000
Alto/ muy alto	20,000

4.5 Protocolo AMAAC Nivel III. Módulo dinámico

Delgado, Arnaud (2011) mencionan que el módulo dinámico se determina de ensayos de laboratorio, y consiste en someter al material a sollicitaciones sinusoidales a diferentes frecuencias. Las mediciones son realizadas en el rango de pequeñas deformaciones, para las cuales la mezcla asfáltica se comporta principalmente como un material viscoelástico lineal, Figura 27.



Figura 27 Especimen de ensayo, módulo dinámico.

Debido a la naturaleza viscoelástica de la mezcla asfáltica, el módulo dinámico depende de la frecuencia de sollicitación (Hz) y la temperatura (°C), a partir de esta combinación se obtienen diversos valores de $|E^*|$ y ϕ , con los cuales se caracteriza el comportamiento viscoelástico del material.

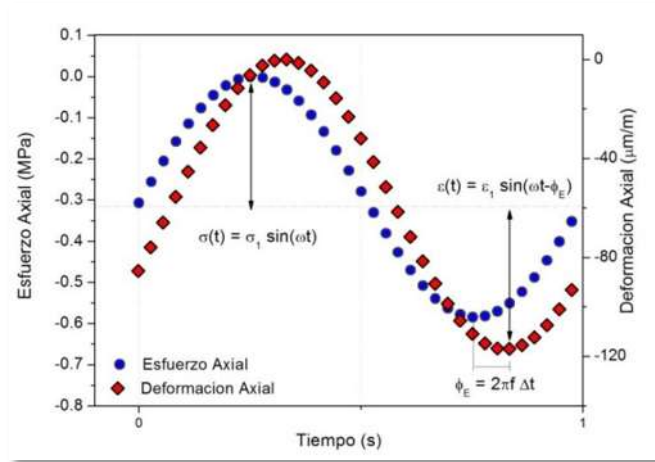


Figura 28 Gráfica esfuerzo-deformación durante un ensayo de módulo dinámico.

El módulo dinámico $|E^*|$, es el número complejo definido como la relación entre la amplitud compleja del esfuerzo senoidal de pulsación ω aplicada al material, $\zeta_{(t)} = \zeta_0 \sin(\omega t)$ y la amplitud compleja de la deformación senoidal resultante. Teniendo en consideración el carácter viscoelástico del material la deformación presenta un retardo del esfuerzo, el cual se traduce en un ángulo de desfase ϕ entre las dos señales: $\epsilon_{(t)} = \epsilon_0 \sin(\omega t - \phi)$.

El módulo dinámico $|E^*|_{(t)}$ es definido por:

$$E^*_{(t)} = \sigma_t / \epsilon_t \quad (4)$$

Donde:

$|E^*|$ = Módulo dinámico

Φ = Ángulo de fase (o ángulo de desfase) del material.

Estos dos valores permiten describir la parte elástica y viscosa de la mezcla asfáltica. Para lo cual se utiliza la siguiente notación [18]:

$$E^* = E1 + iE2 \quad (5)$$

Donde:

E1, es llamado módulo de elasticidad dinámica y es definido por $E1 = |E^*| \cos\phi$,

E2, es llamado módulo de pérdida (parte viscosa) y es definido por $E2 = |E^*| \sin\phi$.

4.5.1 Criterios para el análisis de resultados de módulo dinámico

Los resultados del ensayo de módulo dinámico son generalmente analizados mediante las siguientes representaciones clásicas.

Curvas isotérmicas

Estas curvas son obtenidas graficando los valores del módulo dinámico $|E^*|$ (o ángulo de fase, ϕ) en función de la frecuencia para cada una de las temperaturas de ensayo T ($^{\circ}\text{C}$), en el caso del módulo esta gráfica es en escala logarítmica. La pendiente de las curvas isotérmicas permite estimar la susceptibilidad cinética del material asfáltico (variación del módulo con la velocidad de sollicitación), figura 29.

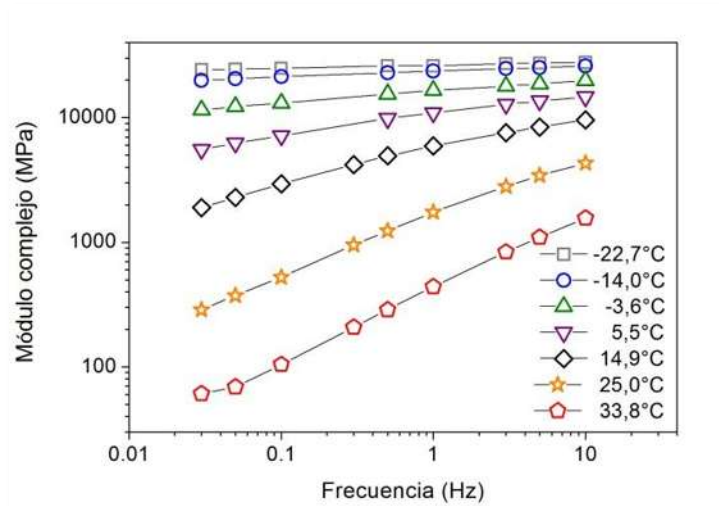


Figura 29 Curvas isotérmicas del módulo dinámico.

Plano Cole-Cole (o plano complejo)

En esta gráfica el eje de las abscisas representa la parte real del módulo dinámico (E_1) y el eje de las ordenadas la parte imaginaria (E_2). Esta curva puede ser utilizada para calibrar un modelo de comportamiento reológico. Debido a que el material obedece el principio de equivalencia frecuencia-temperatura, los puntos experimentales permiten definir una curva única y característica del material evaluado (Figura 30).

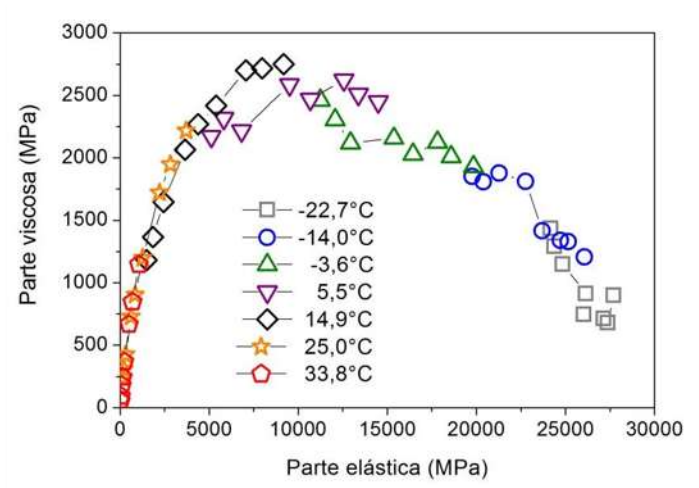


Figura 30 Plano de Cole-Cole.

Curva en el espacio de Black

La gráfica de Black, figura 31, es utilizada para representar las zonas con valores de módulo bajo y en particular la disminución del ángulo de fase para las temperaturas altas. Al igual que en la gráfica de Cole-Cole, debido a que el material cumple con el principio de equivalencia frecuencia-temperatura se define una curva única que es característica del material.

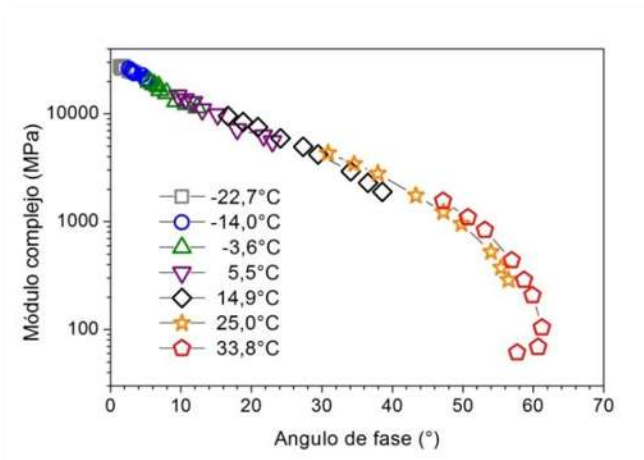


Figura 31 Gráfica de Black.

4.6 Protocolo AMAAC Nivel IV. Fatiga

Lefeuvre (2001) considera que el fenómeno de fatiga de un material se caracteriza por su ruptura después de la aplicación repetida de un gran número de sollicitaciones (en la práctica $N > 10^4$), en donde la amplitud de la sollicitación es inferior a la carga de ruptura instantánea de la probeta.

En el caso de mezclas asfálticas, éstas son sometidas a sollicitaciones de corta duración al paso de los ejes del vehículo.

La fisuración por fatiga no se presenta inmediatamente, ésta se presenta con el tiempo, debido a la repetición de cargas en la base de la carpeta asfáltica a causa de esfuerzos de tensión que se acumulan a cada paso de los neumáticos.



Figura 32 Equipo y especímenes de ensayo de fatiga en flexión en cuatro puntos.

4.6.1 Mecanismo de fatiga

Perraton, Baaj, Di Benedetto y Paradis (2003) señalan que durante el ensayo de fatiga, independientemente de la sollicitación impuesta, distinguen tres fases de evolución del módulo de rigidez en función del número de ciclos.

Fase 1: fase de adaptación, se observa una caída rápida del valor del módulo. Durante este periodo, se asocian fenómenos como el calentamiento y la tixotropía.

Fase 2: fase de la fatiga, está definida por una línea ligeramente inclinada que traduce el establecimiento de un régimen estable y cuasi-lineal, con una lenta evolución del daño causado por la creación de micro-fisuras al interior del material.

Fase 3: fase de ruptura, el módulo decrece brutalmente, se presentan zonas de concentración de esfuerzos y un desarrollo rápido de macro-fisuras, de igual forma la aparición de perturbaciones térmicas en los puntos de fisuración.

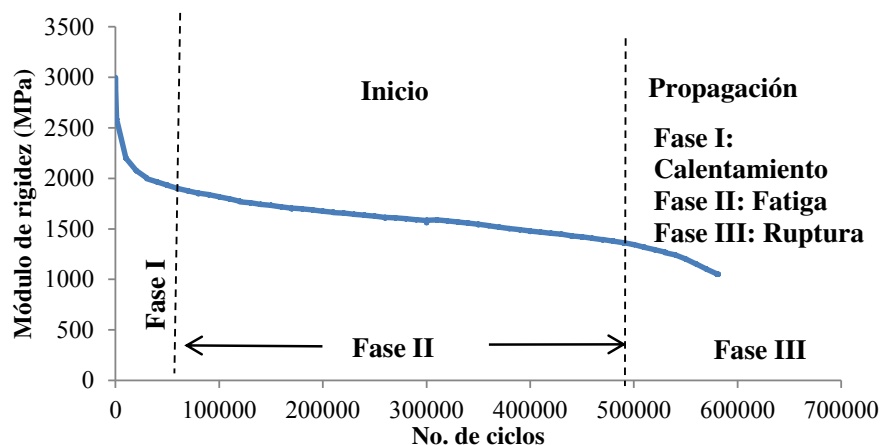


Figura 33 Distinción de las tres fases del ensayo de fatiga.

4.6.2 Criterio clásico de fatiga

En el criterio clásico, la probeta se considera en “ruptura” si su módulo llega a la mitad de su valor inicial medido en el ciclo cincuenta de carga bajo las mismas condiciones de ensayo (misma temperatura y frecuencia). La vida útil N_f es entonces el número de ciclos correspondientes a un módulo de rigidez igual a la mitad de su módulo inicial. La Figura 34 presenta el principio de obtención de la curva de Wöhler. Específicamente se presenta un ensayo realizado en control de fuerza y tomando en consideración el criterio clásico de fatiga.

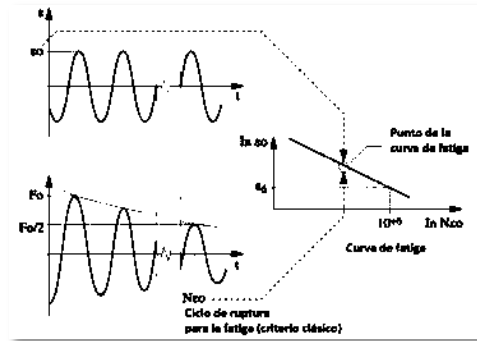


Figura 34 Principio de obtención de la curva de Wöhler para un ensayo en control de deformación.

4.6.3 Criterio de fractura

Doan (1977) considera que este criterio determina el valor N_f como el número de ciclos al momento de la ruptura de la probeta. Este criterio es menos utilizado que el criterio clásico ya que este fenómeno solo se presenta en ensayos en modo de fuerza. Para este tipo de ensayos, la ruptura de la probeta siempre se presenta. Por el contrario, los ensayos en modo de desplazamiento, frecuentemente la probeta no se rompe.

Para los ensayos en fuerza controlada, no existen diferencias significativas entre las duraciones de vida definidas a la ruptura de la probeta y las definidas por la reducción de la mitad del módulo de rigidez.

4.6.4 Criterio de Weibull

Tsai, Harvey y Monismith (2002) señalan que dicho criterio propone presentar el ensayo de fatiga en los ejes $[\ln(\ln(N)) - \ln(-\ln(SR))]$. La curva obtenida es denominada “la curva de Weibull”. En esta representación, SR es definido como la relación entre el módulo de rigidez en el ciclo N (E_N) y el módulo inicial (E_0).

Los autores distinguen tres fases del ensayo a partir de esta curva. La primera fase es el calentamiento hasta una temperatura de equilibrio. La segunda fase es la aparición de la fisuración y la tercera es la propagación de las fisuración. En ciertas curvas, los autores constatan la ausencia de la fase I. Se propone la fase III de la curva como la fase de ruptura.



CAPITULO 5
EVALUACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS



5 Evaluación de mezclas asfálticas

5.1 Materiales

5.1.1 Agregado

Se utilizó agregado pétreo procedente del banco de material La Cañada ubicado en la Cd. de Querétaro. El tamaño nominal de la mezcla utilizada es:

- Referencia TN de 19 mm (3/4")

El material fue caracterizado de acuerdo con lo establecido en el protocolo AMAAC PA MA 01/2011 Diseño de mezclas asfálticas de alto desempeño. Las Tablas 10 y 11 indican las características del material y la Tabla 12 y la Figura 35 muestra la curva granulométrica de diseño.

Tabla 10 Resultados de la caracterización del material grueso.

Prueba	Norma	Banco La cañada	Especificación
Gravedad específica, G_{sb}	ASTM C127-12	2.71	Min 2,4
Absorción, %	ASTM C127-12	1,4	-----
Desgaste de Los Ángeles	ASTM C131-06	10%	30 % máximo
Desgaste Micro-Deval	ASTM D 6928-06	8%	15 % máximo
Intemperismo acelerado	ASTM C142-04	1,0%	15% máximo,
Caras fracturadas	ASTM D5821-06	100%	90% mínimo
Partículas alargadas	ASTM D4791-05	4%	5:1, 15 % máximo
Partículas planas			Planas y alargadas
Adherencia por ebullición	ASTM D36-25	85%	90% mínimo

Tabla 11 Resultados de la caracterización del material fino.

Prueba	Norma	Banco La cañada	Especificación
Gravedad específica, G_{sb}	ASTM C127-12	2.56	Min 2,4
Absorción, %	ASTM C127-12	3.7	-----
Azul de metileno	(AASHTO T330-07)	23	15 mg/g máximo
Equivalente de arena	(ASTM D2419-02)	63%	50% mínimo
Angularidad del agregado fino	(ASTM C1252-03)	47%	40% mínimo

Tabla 12 Granulometría utilizada en el estudio.

Malla	Abertura mm	% pasa	Puntos de Control	
			Min	Max
1"	25.00	100		100
3/4"	19.00	95	90	100
1/2"	12.50	80		90
3/8"	9.50	65		
No. 4	4.75	38		
No. 8	2.36	26	23	49
No. 16	1.18	19		
No. 30	0.60	14		
No. 50	0.30	10		
No. 100	0.15	8		
No. 200	0.08	6	2	8

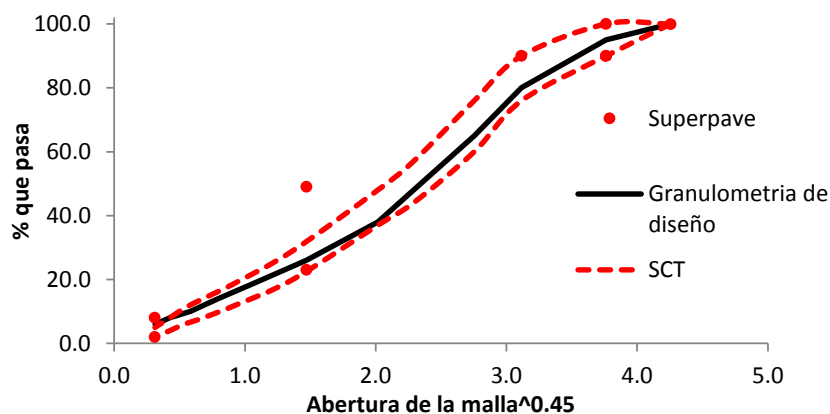


Figura 35 Curva teórica de diseño de la granulometría evaluada.

5.1.2 Cemento asfáltico

El cemento asfáltico utilizado en el presente trabajo fue un asfalto con clasificación AC-20. En la tabla 13 se presentan los resultados de los estudios de reología que presentaron los asfaltos con diferentes dosis de aditivo que se utilizaron para obtener la concentración óptima (0.025, 0.050, 0.075, 0.10 y 0.150% de aditivo).

Tabla 13 Características de los asfaltos estudiados con aditivo.

Muestra	Resultados PG							
	T (°C)	Unidades	A0.000	A0.025	A0.050	A0.075	A0.100	A0.150
Densidad	25	kg/L	1.006	1.007	1.007	1.006	1.007	1.004
	135	Pa·s	0.397	0.424	0.425	0.445	0.426	0.425
Viscosidad	150	Pa·s	0.221	-----	-----	-----	-----	-----
	165	Pa·s	0.127	-----	-----	-----	-----	-----
DSR Original	64	G* (kPa)	1.229	1.52	1.548	1.415	1.461	1.427
		δ (°)	86.67	86.17	86.09	86.34	86.15	86.16
		G*/sin δ	1.231	1.524	1.551	1.418	1.465	1.43
Cambio Masa	163	%	-0.177	-0.197	-0.199	-0.21	-0.235	-0.246
		G* (kPa)	3.216	3.865	3.566	3.582	3.715	3.533
DSR RTFO	64	δ (°)	83.13	82.22	82.59	82.49	82.39	82.4
		G*/sin δ	3.242	3.901	3.596	3.613	3.748	3.573

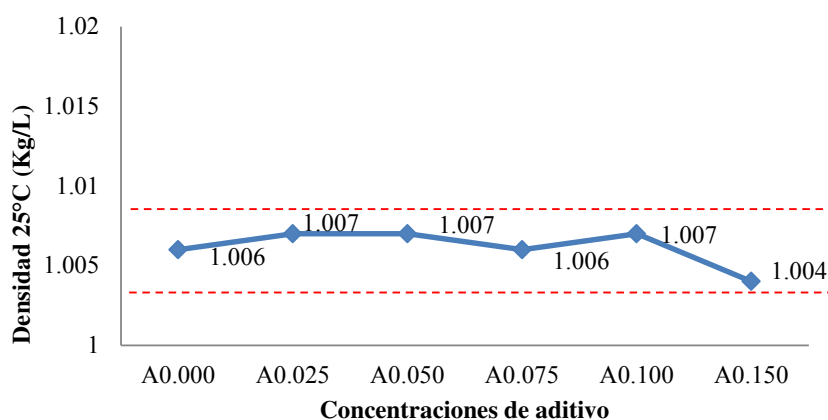


Figura 36 Densidad del asfalto original con diferentes concentraciones de aditivo.

Como se observa en la figura anterior la incorporación del aditivo al asfalto no afecta la densidad del asfalto ya que las variaciones que observadas están comprendidas dentro de la dispersión que maneja el ensayo.

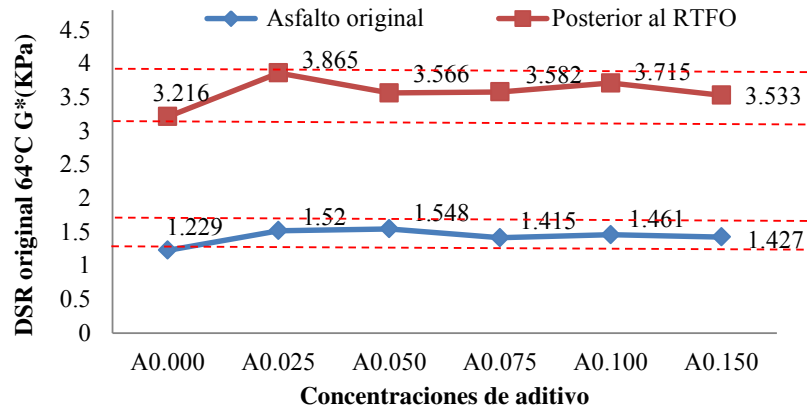


Figura 37 Comparación de resultados del ensayo reológico de corte dinámico (G^*) para las diferentes concentraciones de aditivo.

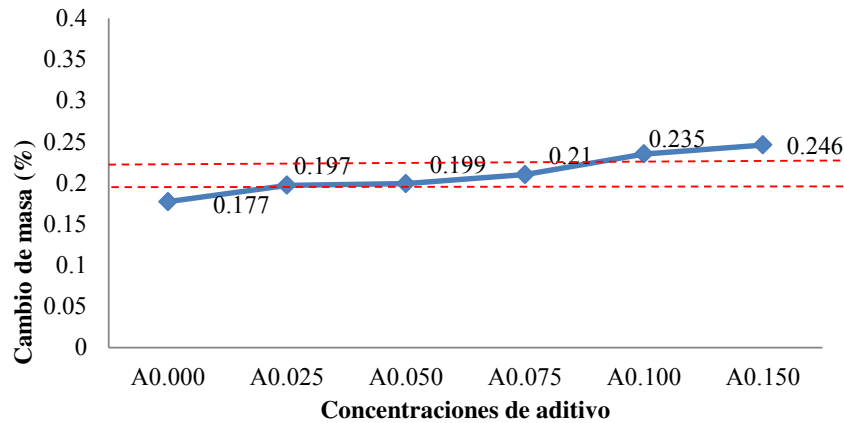


Figura 38 Cambio de masa para los asfaltos evaluados.

5.2 Diseño volumétrico

5.2.1. Diseño de la mezcla asfáltica

Para el diseño la mezcla asfáltica de referencia se consideró un nivel de tránsito alto de 10×10^6 a 30×10^6 de ESAL's (Tabla 2) y evaluado hasta el Nivel IV de acuerdo con el Protocolo AMAAC PA MA 01/2012. Para una granulometría de 19 mm de tamaño nominal. Los parámetros de diseño (Tabla 6) son 4% de vacíos de aire, vacíos del agregado mineral mayor a 13% y vacíos llenos con asfalto entre 65 y 75%, una relación de filler-asfalto entre 0.6 y 1.2 y la compactación de los especímenes a 100 giros. Obteniendo un contenido de asfalto óptimo de 5.5%.

Se consideraron 8 especímenes de diseño con diferentes porcentajes de asfalto para determinar el porcentaje de asfalto óptimo. Los porcentajes de asfalto se encuentran en un rango entre 4.8 y 5.8% de asfalto. Se determinaron las propiedades volumétricas para los especímenes y a continuación se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 14 Propiedades volumétricas de los especímenes de diseño.

Contenido de asfalto	Altura (H) @ Nini	Altura (H) @ Ndis	Gmb	Gmb Promedio	Gmm
4.80%	126.22	112.21	2.399	2.401	2.549
4.80%	112.21	112.44	2.402	2.401	2.549
5.30%	125.61	112.19	2.407	2.407	2.530
5.30%	124.71	111.24	2.406	2.407	2.530
5.50%	125.57	111.27	2.421	2.415	2.522
5.50%	126.25	111.98	2.408	2.415	2.522
5.80%	122.73	110.41	2.428	2.412	2.510
5.80%	126.03	112.70	2.396	2.412	2.510

A continuación se presenta una serie de gráficos que representan los valores de las propiedades volumétricas de los especímenes evaluados para conocer el porcentaje óptimo de asfalto.

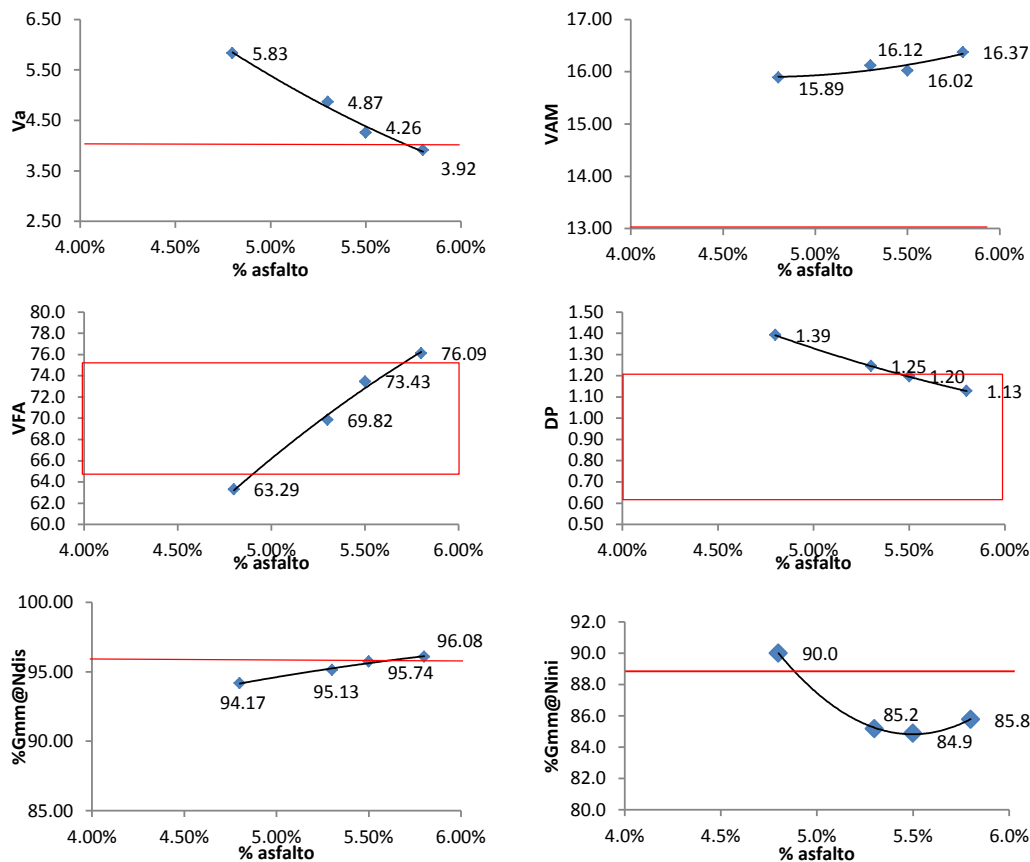


Figura 39 Propiedades volumétricas para los especímenes de diseño.

Analizados los resultados anteriores se determinó un porcentaje óptimo de asfalto igual a 5.5%, debido a que fue el porcentaje que cumplió con las especificaciones de diseño, 4.2% de vacíos de aire, 16.02% de vacíos en el agregado mineral, 73.43% de vacíos llenos de asfalto y una relación de filler-asfalto de 1.20. Además de que este porcentaje de asfalto se encuentra dentro del rango utilizado como referente en estudios previos realizados por el IMT.

A continuación se presenta un resumen de las propiedades volumétricas para el porcentaje óptimo de asfalto.

Tabla 15 Propiedades volumétricas de diseño.

Propiedades volumétricas								
Propiedades	% Va	% VAM	% VFA	% Filler/asfalto	% Gmm@Ndis	% C.A.	Gmb	Gmm
Especificación	4	13	65-75	0.6-1.2	96	-	-	-
Resultado	4.2	16	73	1.2	95.7	5.5	2.415	2.522

5.3 Porcentaje óptimo de aditivo

Para poder determinar el porcentaje óptimo del aditivo, fue necesario realizar el ensayo desprendimiento por ebullición ASTM D3625-96(2005), esta norma considera someter el agregado a 10 minutos de ebullición, en el caso específico del aditivo se extendió el ensayo a 6 horas con el objetivo de generar condiciones extremas. El ensayo se realizó para diferentes concentraciones: 0.025, 0.05, 0.075, 0.1 y 0.15% respecto a la masa del asfalto. Por lo que por cada kg de asfalto se adicionó 0.5, 0.75, 0.1 o 0.15 ml de aditivo, figura 40.

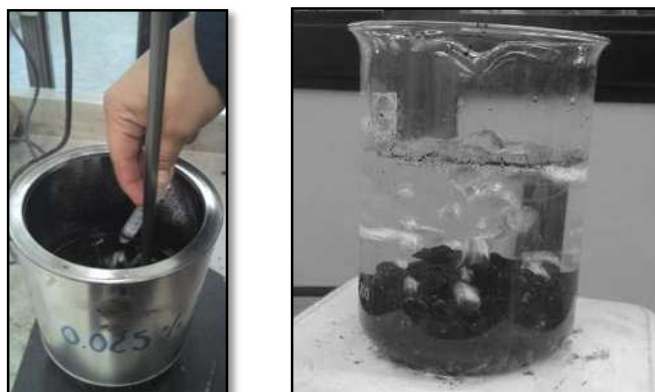


Figura 40 Incorporación del aditivo al asfalto y ensayo de desprendimiento por ebullición.

Posteriormente al ensayo de adherencia se determinó el porcentaje óptimo de aditivo, figuras 20-25, el cual fue 0.075%, debido a que este porcentaje fue la dosis mínima que presentó una adherencia aceptable agregado-asfalto (entre 90 y 100% de adherencia).



Figura 41 Referencia 0% de aditivo.



Figura 42 0.025% de aditivo.



Figura 43 0.05% de aditivo.



Figura 44 0.075% de aditivo.



Figura 45 0.1% de aditivo.



Figura 46 0.15% de aditivo.

Se realizaron compactaciones a 100 giros en el compactador giratorio con la mezcla asfáltica de referencia (5,5% de contenido de asfalto) y con mismo contenido de asfalto más el porcentaje óptimo de aditivo (0.075%) para comparar la curva de evolución de la densidad durante la compactación (% Gmm) Figura 47. El objetivo de esta comparación es definir si se tiene que hacer una modificación en el contenido de asfalto por la adición del aditivo.

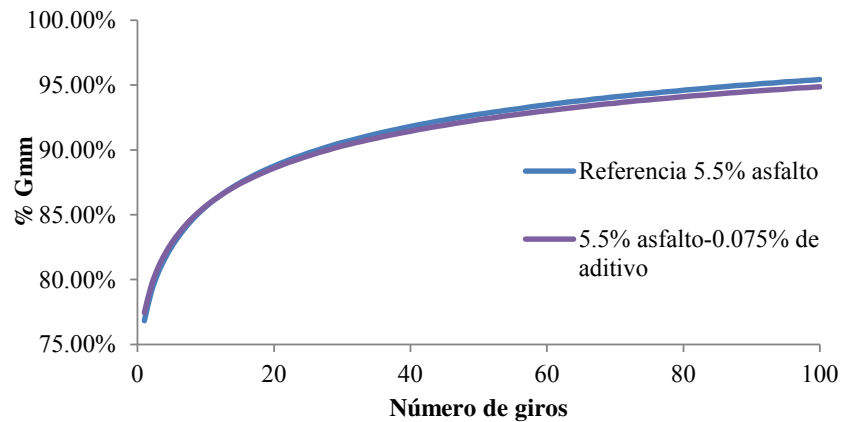


Figura 47 Evolución de la densificación de las mezclas de referencia con respecto a la mezcla con aditivo.

Con los resultados obtenidos se requirió agregar más asfalto a la mezcla con aditivo, tal cual lo indica el protocolo de diseño (Determinación del contenido óptimo de asfalto en las mezclas con aditivo, Zydex). El rango recomendado es entre 0.1 y 0.5%.

Para este tipo de mezcla se determinó un incremento de 0.3%. En la Figura 48 se presenta la evolución de la densificación de ambas mezclas. Con este aumento se observa una similitud entre las dos mezclas comparadas.

Con esta última evaluación se pudo definir los contenidos de asfalto que se utilizarán para fabricar las probetas para los ensayos de desempeño definidos en el protocolo AMAAC.

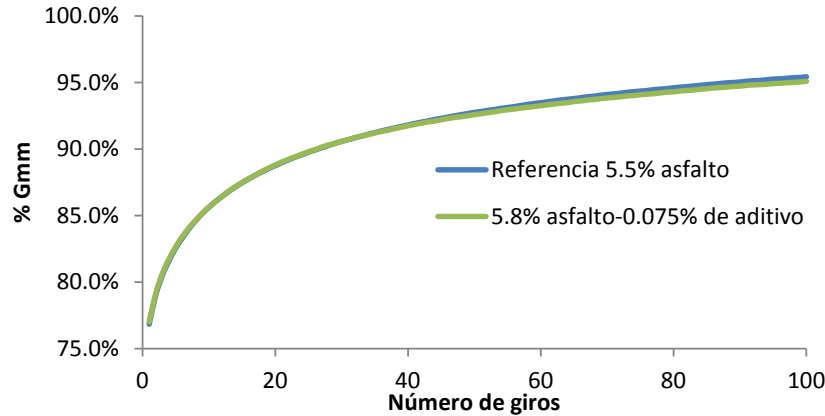


Figura 48 Evolución de la densificación de las mezclas de referencia con respecto a la mezcla con aditivo.

5.4. Susceptibilidad a la humedad de la mezcla asfáltica al daño inducido por humedad.

El ensayo de susceptibilidad de la mezcla asfáltica al daño inducido por humedad se realizó según la norma ASTM D 4867 "Resistencia de las mezclas asfálticas al daño inducido por humedad". En donde se realizaron dos grupos de especímenes, uno de referencia (5.5% de asfalto sin aditivo) y otro con la dosis óptima de aditivo (5.8% de asfalto y 0.075% de aditivo). Las dimensiones de las probetas fueron: 150 mm de diámetro y 95 mm de espesor. Los especímenes acondicionados se llevaron a una saturación entre 70-80%. Aplicando un solo ciclo de acondicionamiento.

Resultados

Previamente al acondicionamiento de los especímenes, estos se almacenaron durante 24 horas para permitir el curado de la mezcla asfáltica. Enseguida se realizó el ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla compacta (Gmb) de cada espécimen y se dejaron secar para posteriormente ensayarlos. Las propiedades volumétricas de los especímenes se presentan en la Tabla 16.

Tabla 16 Propiedades volumétricas de los especímenes de ensayo de susceptibilidad a la humedad.

Especímenes de Referencia			Especímenes con aditivo		
Especímen	Gmb	% Va	Especímen	Gmb	% Va
O1	2.340	7.2	O9	2.344	7.1
O2	2.335	7.4	O10	2.349	6.9
O3	2.346	7.0	O11	2.359	6.5
O4	2.344	7.1	O12	2.334	7.4
O5	2.326	7.5	O13	2.358	6.5
O6	2.332	7.5	O14	2.353	6.7
O7	2.345	7.0	O15	2.337	7.3
O8	2.357	6.5	O16	2.342	7.1

Los resultados obtenidos en el ensayo de susceptibilidad al daño inducido por humedad se especifican en las Tablas 17 y 18, en donde se observan los esfuerzos a tensión indirecta que soportaron los especímenes de ensayo.



Tabla 17 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes de referencia.

Especímenes acondicionados		Especímenes no acondicionados	
Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)	Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)
O1	512	O5	510
O2	547	O6	612
O3	460	O7	643
O4	556	O8	N/D
S2	519	S1	588

Tabla 18 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.075% de aditivo.

Especímenes acondicionados		Especímenes no acondicionados	
Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)	Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)
09	493	013	617
010	521	014	621
011	524	015	615
012	489	016	634
S2	507	S1	622

Con lo anterior descrito podemos conocer el valor de TSR que presentan las mezclas tanto de referencia como la que contiene aditivo, según la ecuación:

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

Donde

TSR= es la resistencia al daño inducido por humedad, expresada en %.

S₁= es la resistencia a la tensión indirecta promedio de especímenes no acondicionados, KPa.

S₂= es la resistencia a tensión indirecta promedio de especímenes acondicionados, KPa.

Tabla 19 Resultados de TSR para los especímenes de prueba.

Resultados ensayo TSR			
Mezcla de referencia		Mezcla con aditivo	
TSR=	88%	TSR=	82%

A continuación se presenta el gráfico donde se aprecian los esfuerzos que soportaron los especímenes ensayados en la prueba de Tensión Indirecta (TSR), en donde se observa que los especímenes que contienen 0.075% de aditivo presentan esfuerzos ligeramente superiores a los de la mezcla de referencia (sin aditivo), presentando a continuación en la figura 49 el resultado del ensayo de tensión indirecta, TSR.

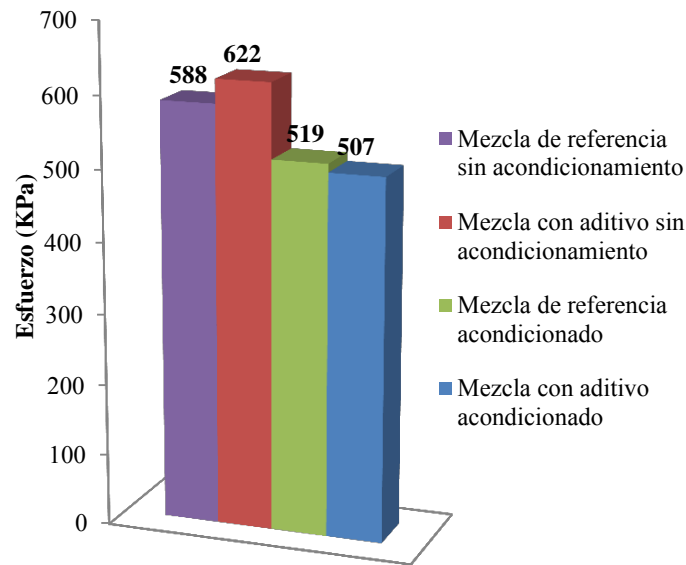


Figura 49 Esfuerzos máximos obtenidos en el ensayo de tensión indirecta.

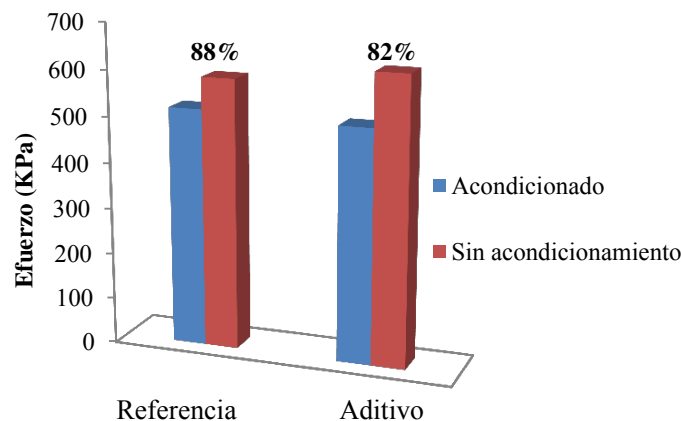


Figura 50 Resultados de ensayo tensión indirecta (TSR).

5.5 Ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente.

Se realizaron dos tipos de ensayos de susceptibilidad a la deformación permanente de acuerdo a lo indicado en el Protocolo AMAAC Nivel II, los cuales son APA y Rueda de Hamburgo.

5.5.1 Analizador de Pavimentos Asfálticos, APA.

El ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente fue realizado según la Recomendación AMAAC RA 02/2011 "Susceptibilidad a la deformación por rodadura de una mezcla asfáltica, por medio del Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA)". Por lo que se realizaron especímenes de ensayo en el compactador giratorio con las dimensiones siguientes: 150 mm de diámetro y 75 mm de espesor para determinar el valor de rodadura máxima que se genera en la mezcla asfáltica al ser evaluada en el Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA).

Una vez compactados los especímenes de ensayo se formaron dos grupos, uno correspondiente a los especímenes de referencia (5.5% asfalto sin aditivo) y el segundo con 5.8% asfalto y 0.075% de aditivo, figura 51.



Figura 51 Grupo de especímenes de ensayo dentro del APA.

Los especímenes compactados se almacenaron durante 24 horas para permitir el curado de la mezcla asfáltica. Enseguida se determinó la gravedad específica bruta (Gmb) de cada espécimen y se dejaron secar para posteriormente ensayarlos en el Analizador de Pavimentos Asfálticos, APA. Las propiedades volumétricas de los especímenes se presentan en la Tabla 20.

Tabla 20 Propiedades volumétricas de especímenes para ensayo de deformación permanente en el equipo APA.

Especímenes de Referencia			Especímenes con aditivo		
Probeta	Gmb	% Va	Probeta	Gmb	% Va
1	2.351	6.8	3	2.344	6.6
2	2.359	6.5	4	2.345	6.6

Resultados

El ensayo permite observar la evolución de la deformación permanente en las mezclas asfálticas tras se incrementan las repeticiones de carga, a continuación en las figuras 52 y 53 se identifican los resultados del ensayo en el APA.

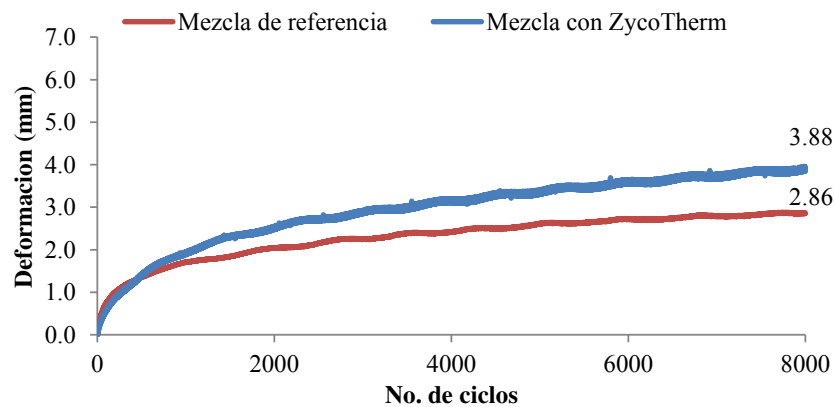


Figura 52 Resultados del ensayo de deformación permanente, APA.



Figura 53 Especímenes de ensayo al finalizar la prueba en el APA.

Por otra parte para complementar los ensayos de deformación permanente, se desarrollaron especímenes para el equipo analizador de rueda cargada de Hamburgo, el cual evalúa la susceptibilidad a la humedad y la deformación permanente de las mezclas asfálticas evaluadas.

5.5.2 Rueda Cargada de Hamburgo.

Se realizaron especímenes de ensayo en el compactador giratorio con las dimensiones siguientes: 150 mm de diámetro y 60 mm de espesor, figura 54. Para determinar el valor de rodera máxima que se genera en la mezcla asfáltica se evaluaron en el Analizador de Rueda Cargada de Hamburgo.

Se formaron dos grupos de especímenes, uno que contiene 5.5% de asfalto que funciona como mezcla de referencia (especímenes 1-4) y por otro lado un grupo que contiene 5.8% de asfalto más 0.075% de aditivo (especímenes 10-13).



Figura 54 Especímenes de ensayo de deformación permanente a través del Analizador de Rueda Cargada de Hamburgo.

Los especímenes de ensayo se llevaron al ciclo de acondicionamiento en el equipo de la rueda cargada de Hamburgo, los especímenes permanecieron sumergidos en agua a una temperatura de 50°C por un tiempo igual a 30 minutos previo al inicio del ensayo, tal como lo muestra la siguiente figura.



Figura 55 Acondicionamiento de especímenes en el equipo de prueba Rueda Cargada de Hamburgo.

Resultados

Los especímenes compactados para el ensayo se almacenaron durante 24 horas para permitir el curado de la mezcla asfáltica. Enseguida se determinó la gravedad específica bruta (Gmb) de cada espécimen, los resultados se presentan en la tabla 21.

Tabla 21 Propiedades volumétricas de especímenes para ensayo de deformación permanente en el equipo rueda cargada de Hamburgo.

Especímenes de Referencia			Especímenes con aditivo		
Espécimen	Gmb	% Va	Espécimen	Gmb	% Va
1	2.343	7.1	10	2.333	7.1
2	2.343	7.1	11	2.336	7.0
3	2.338	7.3	12	2.344	6.6
4	2.346	7.0	13	2.336	6.9

Al concluir el ensayo de deformación permanente, se analizaron los datos obtenidos, a continuación se muestran los gráficos de la evolución de la deformación para las mezclas evaluadas.

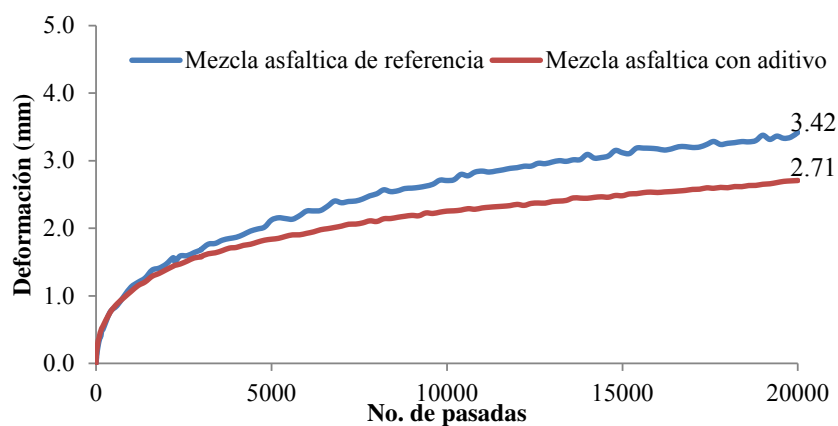


Figura 56 Comparativa de la evolución de la deformación permanente para las mezclas evaluadas.



Figura 57 Especímenes de ensayo de deformación permanente.

5.6 Ensayo de módulo dinámico

El ensayo de módulo dinámico se realizó en modo de esfuerzo controlado para medir la respuesta viscoelástica lineal de la mezcla asfáltica. Para el presente estudio, una deformación de 150 microdeformaciones fue establecida como el límite viscoelástico lineal. El ensayo fue ejecutado a las temperaturas de -10, 0, 10, 20, 30 y 40°C y frecuencias de 10, 5, 1, 0.5 y 0.1Hz. La deformación se midió con tres LVDT's colocados a los lados del espécimen.

En el compactador giratorio se compactaron especímenes de 150 mm de diámetro y 170 mm de altura con un porcentaje de vacíos de aire de $6\pm 1\%$. Los especímenes compactados se almacenaron durante 15 días para permitir el curado de la mezcla asfáltica.

De los especímenes compactados se extrajeron núcleos de 100 mm de diámetro y se cortaron a una altura de 150 mm (Figura 58).



Figura 58 Núcleos de mezcla asfáltica en el ensayo de módulo dinámico.

Resultados

Posteriormente a la extracción de los núcleos se determinó la gravedad específica bruta de cada espécimen y se dejaron secar para posteriormente ensayarlos. Las propiedades volumétricas de los núcleos se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22 Propiedades volumétricas de especímenes para ensayo de módulo dinámico.

Especímenes de Referencia					Especímenes con aditivo				
Espécimen	Diámetro	Altura	Gmb	% Va	Espécimen	Diámetro	Altura	Gmb	% Va
3	101.13	152.12	2.435	3.4	10	101.03	152.75	2.406	4.2
4	100.28	150.23	2.431	3.6	11	100.65	149.23	2.409	3.6
5	100.80	151.44	2.421	4.0	12	100.66	149.57	2.427	3.3
6	100.86	151.24	2.432	3.6	13	100.88	150.11	2.410	4.0
7	100.85	150.78	2.429	3.7	16	101.04	150.74	2.417	3.7

Con los resultados obtenidos del ensayo de módulo dinámico, se forman las curvas características del ensayo, las cuales permiten formar un análisis completo acerca de la mezcla evaluada.

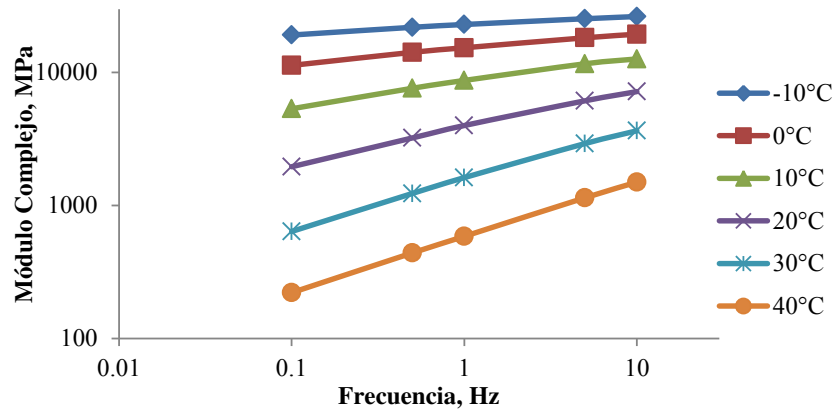


Figura 59 Curvas isotérmicas (módulo dinámico) para la mezcla de referencia.

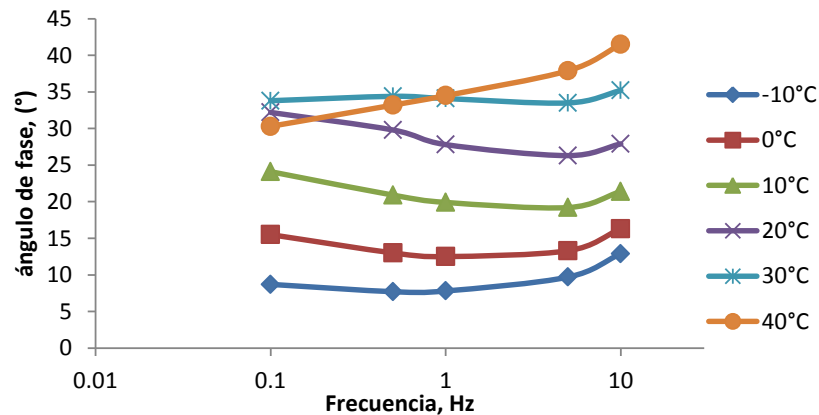


Figura 60 Curvas isotérmicas (ángulo de fase) para la mezcla de referencia.

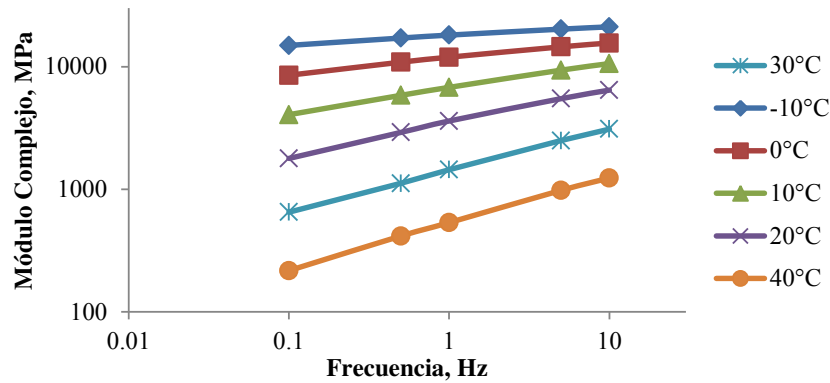


Figura 61 Curvas isotérmicas (módulo dinámico) para la mezcla con aditivo.

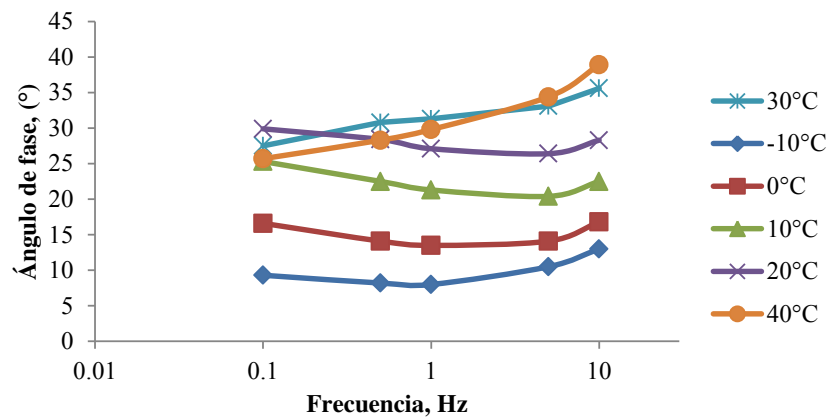


Figura 62 Curvas isotérmicas (ángulo de fase) para la mezcla con aditivo.

El gráfico representativo del ensayo de módulo dinámico es la curva maestra, la cual permite conocer valores de módulo a diferentes temperaturas y frecuencias que no se pueden representar en laboratorio, esto gracias al principio de equivalencia tiempo-temperatura.

Para formar la curva maestra se tomó en el estudio la temperatura de 20°C como la temperatura de referencia arbitraria. Para analizar los resultados las gráficas se dividieron en 3 zonas, frecuencias bajas, frecuencias intermedias y frecuencias altas, a continuación se presentan los rangos de estas frecuencias:

- Frecuencias bajas < 0.1 Hz
- Frecuencias intermedias 0.1Hz a 100 Hz
- Frecuencias altas > 100 Hz

Se dividieron de esta forma debido a que en las frecuencias intermedias es el rango de trabajo en que se encuentran la mayoría de las mezclas asfálticas y en este rango es donde se miden las propiedades a la fatiga de la mezcla asfáltica.

Por otro lado las frecuencias altas (bajas temperaturas), dan un indicador de la susceptibilidad de la mezcla a la fisuración térmica y el rango de frecuencias bajas es un indicador de la deformación permanente.

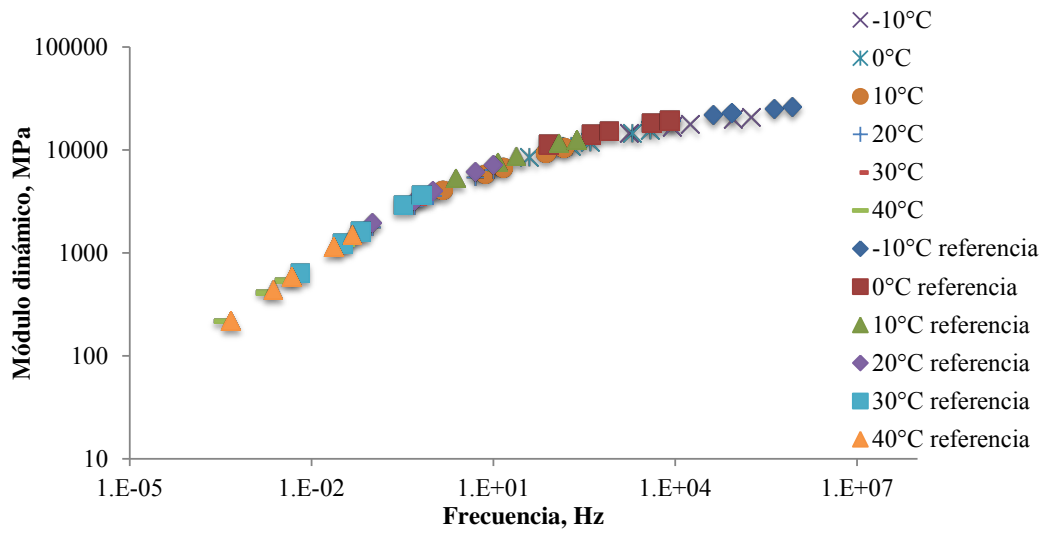


Figura 63 Curva maestra (módulo dinámico) por temperatura para las mezclas evaluadas.

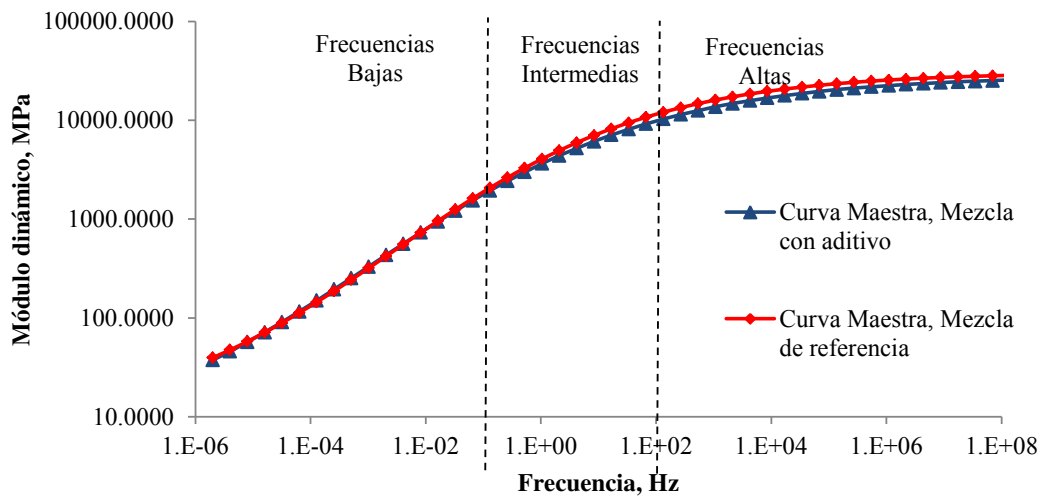


Figura 64 Curva maestra (módulo dinámico) para las mezclas evaluadas.

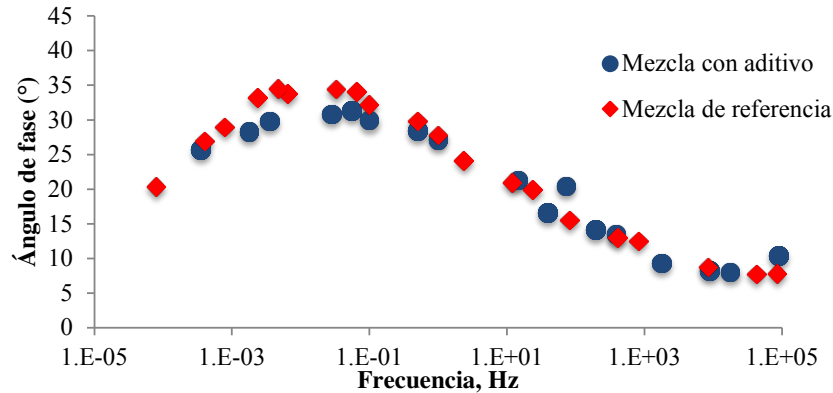


Figura 65 Curvas maestra (ángulo de fase) para las mezclas evaluadas.

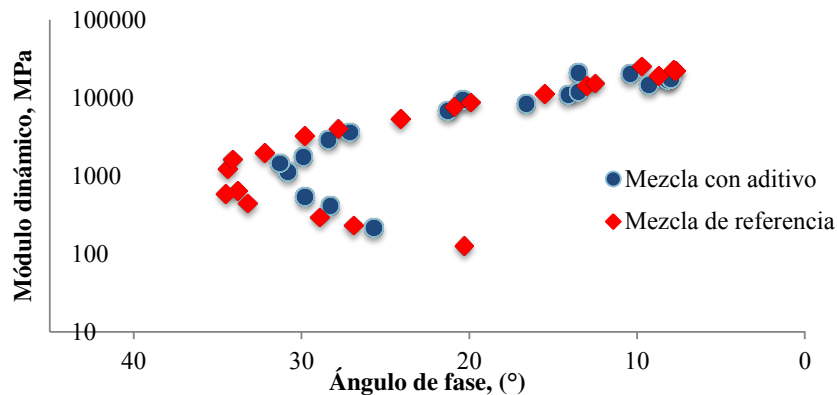


Figura 66 Grafica de Black.

5.7 Ensayo de fatiga, flexión repetida en cuatro puntos.

El ensayo de flexión repetida en cuatro puntos consiste en aplicar una carga sinusoidal a una viga rectangular en un ambiente controlado, generalmente a 20°C ya que se considera que a esta temperatura se presenta este tipo de deterioro. La viga se sujeta con cuatro mordazas y se aplica una carga sinusoidal repetida en los puntos localizados a un tercio del extremo de la viga (mordazas interiores). La deflexión causada por la carga se mide en el centro de la viga. El número de ciclos a la falla es un indicador de la vida a la fatiga de la mezcla asfáltica.

Los ensayos realizados fueron conforme a la norma AASHTO T 321-07. Los ensayos se realizaron en el modo de deformación controlada a una temperatura de 20°C y una frecuencia de aplicación de la carga senoidal de 10Hz. El ensayo se realizó para cuatro niveles de deformación: 300, 400, 500 y 600 $\mu\epsilon$.

Durante el ensayo el software de adquisición de datos registra la carga y la deflexión del espécimen por ciclo de carga. Con los datos registrados se determina el esfuerzo, la deformación máxima a tensión, la rigidez de la mezcla así como el ángulo de fase.

Se compactaron vigas con un porcentaje de vacíos de aire de 6% aproximadamente en el compactador lineal. Posteriormente se almacenaron durante 15 días para permitir el curado de la mezcla asfáltica y después se cortaron a las dimensiones requeridas (50 mm de altura x 63 mm de ancho x 380 mm de largo), como se observa en la Figura 67.

A los especímenes cortados se les determinó la gravedad específica bruta, G_{mb} (Tabla 23) y se dejaron secar para posteriormente ser ensayadas.

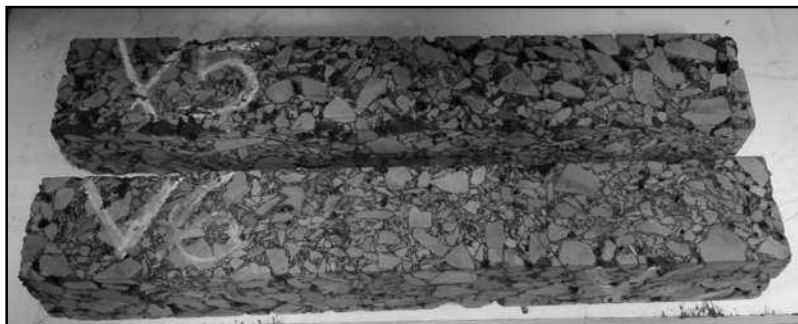


Figura 67 Vigas para el ensayo de fatiga.

Tabla 23 Propiedades volumétricas de especímenes para ensayo de fatiga.

Especímenes de Referencia			Especímenes con aditivo		
Especímen	G_{mb}	% Va	Especímen	G_{mb}	% Va
1	2.351	6.8	5	2.329	7.2
2	2.354	6.7	6	2.323	7.4
3	2.347	6.9	7	2.327	7.3
4	2.359	6.4	8	2.345	6.6



Figura 68 Espécimen de ensayo de fatiga, flexión en cuatro puntos.

El criterio de falla para el análisis de resultados fue el criterio clásico, el cual considera que la viga falla cuando el módulo de rigidez se reduce un 50% con respecto a su valor inicial (N_f).

Se utilizaron cuatro niveles de deformación para caracterizar la vida a la fatiga de las mezclas asfálticas evaluadas (300, 400, 500 y 600 $\mu\epsilon$). Estos niveles de deformación fueron seleccionados de manera que fueran representativos de los desarrollados en la estructura del pavimento bajo condiciones típicas de tránsito.

En la Figura 69 se presenta una curva típica utilizada para el control del esfuerzo y deformación durante el ensayo. El resumen de resultados de vida a la fatiga de las mezclas asfálticas se presenta en la Tabla 24.

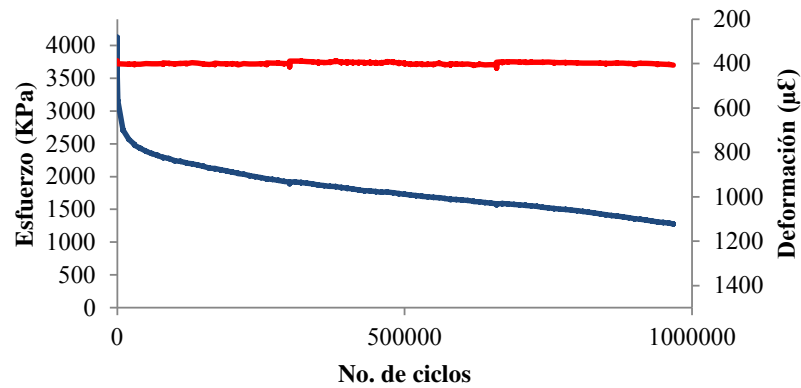


Figura 69 Curva control de esfuerzo-deformación para el ensayo de fatiga.

A continuación se presentan las curvas de la evolución del módulo de rigidez con respecto al número de ciclos de carga aplicados a la viga de ensayo, así como el nivel de daño para los diferentes valores de microdeformaciones que realizó el ensayo.

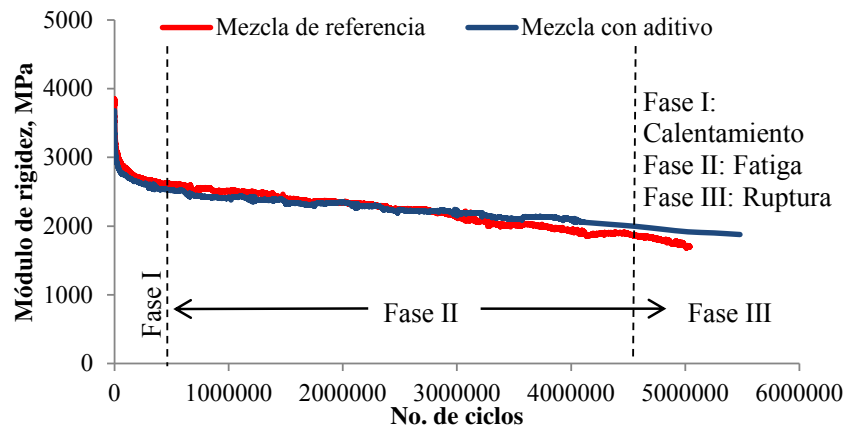


Figura 70 Evolución del módulo de rigidez, ensayo de fatiga para mezclas evaluadas a $300\mu\epsilon$.

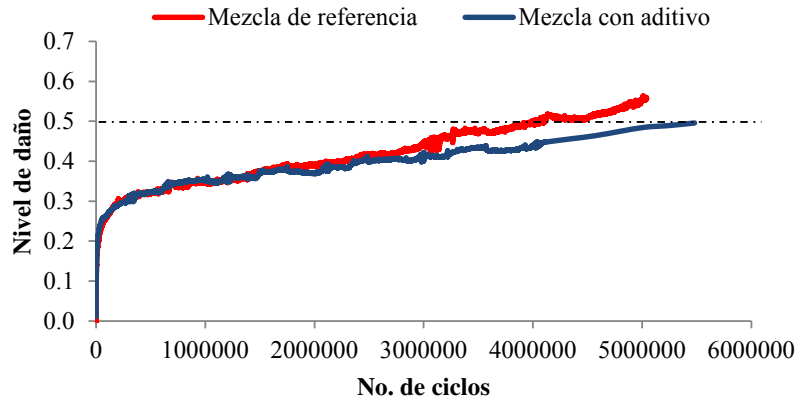


Figura 71 Evolución del nivel de daño en el ensayo de fatiga para mezclas evaluadas a $300\mu\epsilon$.

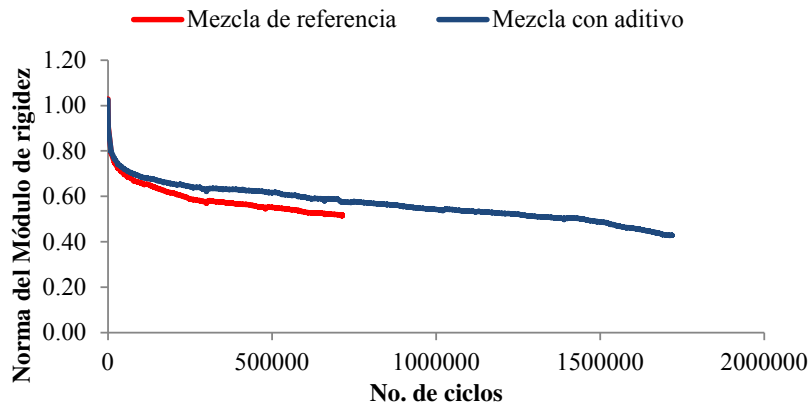


Figura 72 Evolución del módulo de rigidez en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a $400\mu\epsilon$.

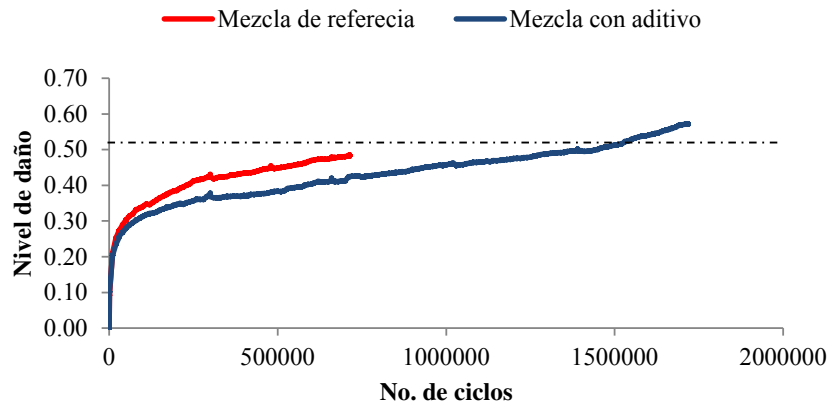


Figura 73 Evolución del nivel de daño en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a $400\mu\epsilon$.

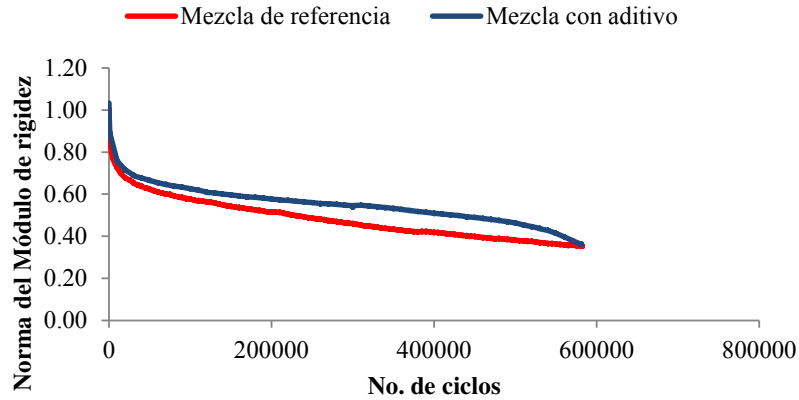


Figura 74 Evolución del módulo de rigidez en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a $500\mu\epsilon$.

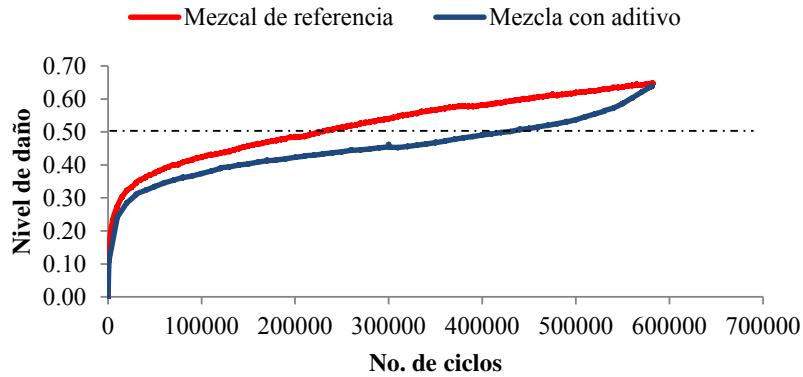


Figura 75 Evolución del nivel de daño en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a $500\mu\epsilon$.

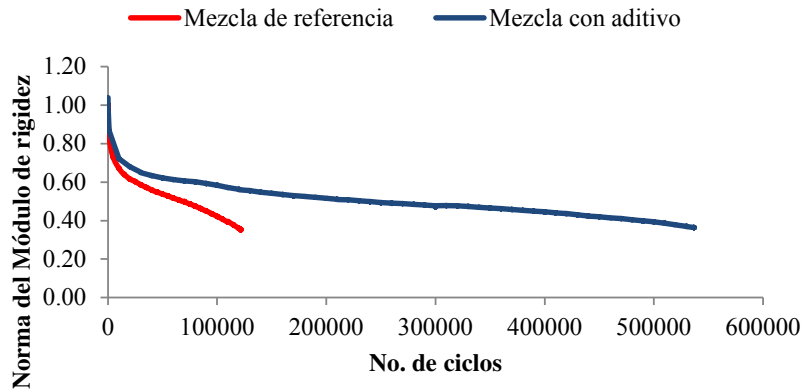


Figura 76 Evolución del módulo de rigidez en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a $600\mu\epsilon$.

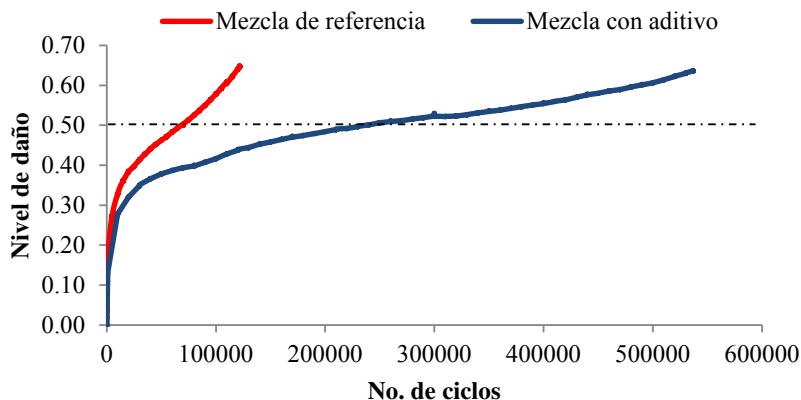


Figura 77 Evolución del nivel de daño en el ensayo de fatiga para las mezclas evaluadas a $600\mu\epsilon$.

Utilizando el criterio clásico como metodología para obtener el número de ciclos de carga final (Nf), el cual contempla el número de ciclo final cuando el espécimen en ensayo presenta un deterioro del 50% de su rigidez inicial. A continuación se presentan los resultados obtenidos de los ensayos realizados a los dos grupos de mezclas asfálticas.

Tabla 24 Características de ensayo de fatiga en flexión en cuatro puntos.

Vigas de Fatiga en flexión en Cuatro Puntos (referencia)				
Viga	Gmb	% Va	$\mu\epsilon$	Nf
1	2.347	6.9	300	3,995,009
2	2.359	6.4	400	713,381
3	2.354	6.7	500	224,321
4	2.351	6.8	600	67,758
Vigas de Fatiga en flexión en Cuatro Puntos con 0.075% de aditivo				
Viga	Gmb	% Va	$\mu\epsilon$	Nf
1	2.329	7.0	300	5,480,003
2	2.323	7.4	400	1,300,000
3	2.327	7.3	500	380,010
4	2.345	6.6	600	190,010

Con los resultados anteriores se crea la curva de Wöhler o también conocida como ley de fatiga, que en general nos indica la calidad que presenta la mezcla asfáltica, en la siguiente figura se observan las leyes de fatiga para los dos tipos de mezclas asfálticas (referencia y con aditivo) que se evaluaron en el ensayo.

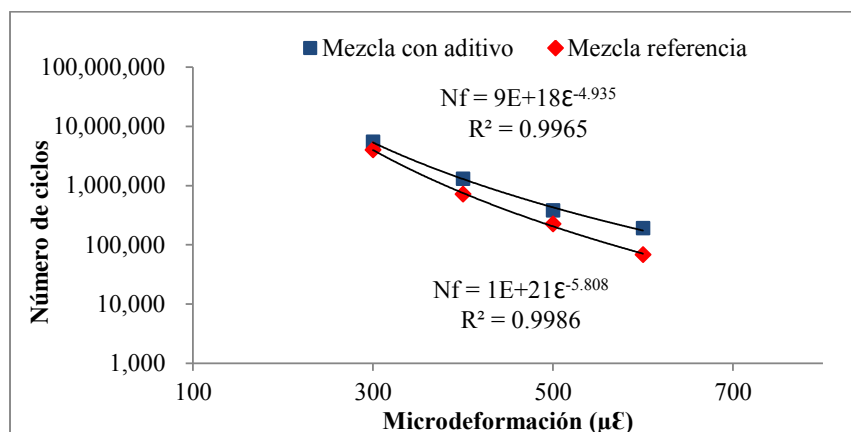


Figura 78 Curvas de Wöhler para las mezclas asfálticas analizadas.

La figura anterior nos muestra claramente que la mezcla que contiene aditivo presenta una vida a la fatiga superior a la mezcla de referencia (sin aditivo), lo cual indica que la mezcla resiste mayor número de solicitaciones de carga.

5.8 Influencia de la temperatura de mezclado y compactación en el desempeño mecánico de la mezcla asfáltica

Como se mencionó en un principio otro objetivo de la investigación es determinar el efecto del aditivo al reducir las temperaturas de mezclado y compactación. Por lo que se utilizaron dos diferentes materiales considerados de la siguiente manera:

- Mezcla 1.- Material de baja calidad y problemas de susceptibilidad a la humedad.
- Mezcla 2.- Material de buena calidad.

5.8.1 Caracterización del agregado pétreo

El material fue caracterizado por medio de los siguientes ensayos. La Tabla 25 indican las características del material pétreo.

Tabla 25 Características del material pétreo.

Características del material grueso			Características del material fino		
Prueba	Mezcla 1	Mezcla 2	Prueba	Mezcla 1	Mezcla 2
Gravedad específica, G_{sb}	2.49	2.71	Gravedad específica, G_{sb}	2.43	2.56
Absorción, %	2.70	1,4	Absorción, %	3.40	3.70
Desgaste de Los Ángeles	16%	10%	Azul de metileno	32	23
Desgaste Microdeval	25%	8%	Equivalente de arena	61%	63%
Intemperismo acelerado	6%	1,0%	Angularidad del agregado fino	38%	47%
Caras fracturadas	100%	100%			
Partículas alargadas	1%	4%			
Partículas planas					
Adherencia por ebullición	80%	85%			

A continuación se presentan las curvas granulométricas para las mezclas descritas anteriormente, las cuales se establecieron de acuerdo al Protocolo AMAAC.

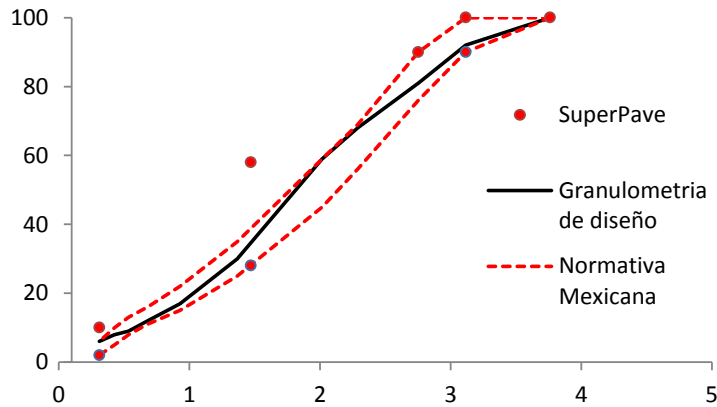


Figura 79 Curva teórica de diseño de la granulometría evaluada, mezcla 1.

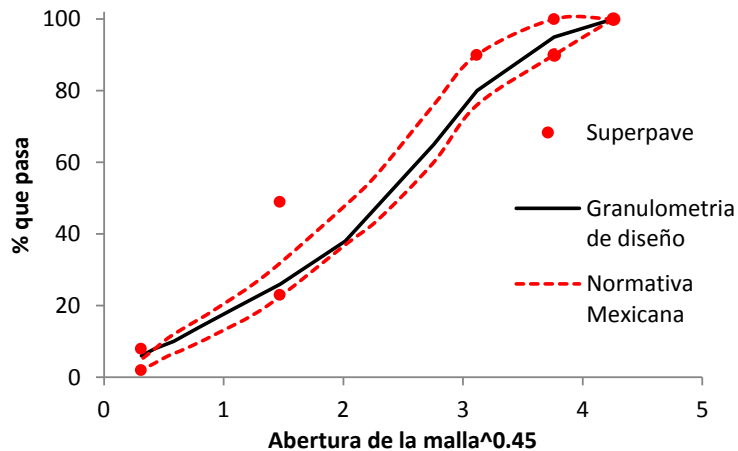


Figura 80 Curva teórica de diseño de la granulometría evaluada, mezcla 2.

5.8.2 Cemento asfáltico

El cemento asfáltico de base utilizado fue un PG 64-22. Para la mezcla 1, la evaluación fue realizada con tres diferentes concentraciones de aditivo (0.07, 0.10 y 0.125% con respecto al peso del asfalto). Se utilizaron dos diferentes temperaturas de mezclado (160 y 135°C) y cuatro temperaturas de compactación (135, 120, 110 y 95°C). Los resultados obtenidos fueron comparados con una mezcla de referencia fabricada a 155 °C y compactada a 145°C (mezcla de referencia 1).

Para la mezcla 2 se utilizaron tres diferentes concentraciones del aditivo (0.075, 0.10 y 0.125% de aditivo con respecto al peso del asfalto). Se utilizaron dos diferentes temperaturas de mezclado (155 y 135°C) y tres de compactación (145, 120 y 110°C).

Los resultados obtenidos fueron comparados con una mezcla de referencia fabricada a 155°C y compactada a 145°C (mezcla de referencia 2).

Los resultados de la caracterización de los asfaltos con aditivo no sufrieron modificación en su Grado PG, quedando todos en un PG 64-22, tal como se observó en el apartado anterior.

Se evaluó la influencia del aditivo en tres diferentes propiedades de la mezcla asfáltica: densificación, susceptibilidad a la humedad por medio del ensayo de TSR y susceptibilidad a la deformación permanente por medio del ensayo de rueda cargada de Hamburgo.

5.8.3 Influencia de la temperatura de mezclado y compactación en el porcentaje de vacíos de aire (Va).

5.8.3.1 Evolución del porcentaje de Va en la mezcla 1

Siguiendo la metodología Superpave se fabricaron especímenes de diseño con las siguientes dimensiones; 150 mm de diámetro y 115 ± 5 mm de altura. Para la evaluación de esta propiedad se desarrolló el ensayo de ensayo de gravedad específica y densidad de mezclas asfálticas no absorbentes, (Sin parafina) ASTM D 2726 y ensayo de gravedad específica teórica máxima y la densidad de mezclas asfálticas para pavimentación, ASTM D 2041, para conocer el porcentaje de vacíos que presentaron las mezclas evaluadas. A continuación en la tabla 26 se presentan los resultados para la mezcla 1.

Tabla 26 Resultados de la prueba de densidad específica bruta (Gmb) y porcentaje de vacíos de aire para la mezcla 1.

Tipo de mezcla	Temperatura mezclado (°C)	Temperatura compactación (°C)	Replica	Gmb	Gmb Promedio	Va (%)
Referencia	155	145	1	2.158	2.159	6.4
			2	2.159		
Mezcla1 (EKBÉ+ 0.07% aditivo)	160	135	1	2.165	2.173	5.8
		2	2.182			
		120	1	2.162	2.158	6.4
			2	2.155		
Mezcla2 (EKBÉ + 0.10% aditivo)	135	110	1	2.153	2.158	6.5
		2	2.163			
		120	1	2.172	2.169	6.0
			2	2.166		
Mezcla3 (EKBÉ + 0.125% aditivo)	135	110	1	2.169	2.172	5.8
		2	2.174			
		95	1	2.181	2.184	5.3
			2	2.188		
Mezcla3 (EKBÉ + 0.125% aditivo)	135	120	1	2.134	2.138	7.3
		2	2.142			
		110	1	2.150	2.149	6.8
			2	2.148		
95	1	2.164	2.163	6.2		
	2	2.163				

Como se observa en la tabla anterior los porcentajes de vacíos de aire que presenta la mezcla 1, no cumplen con las especificaciones de Superpave, ya que debería de cumplirse una relación de 4% de vacíos de aire para una altura de diseño igual a 115 ± 5 mm de altura.

5.8.3.2 Análisis de las probetas con 0.07% de aditivo.

La Figura 81 presenta los resultados obtenidos del ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica (Gmb), para las diferentes temperaturas de compactación utilizando el 0.07% de aditivo.

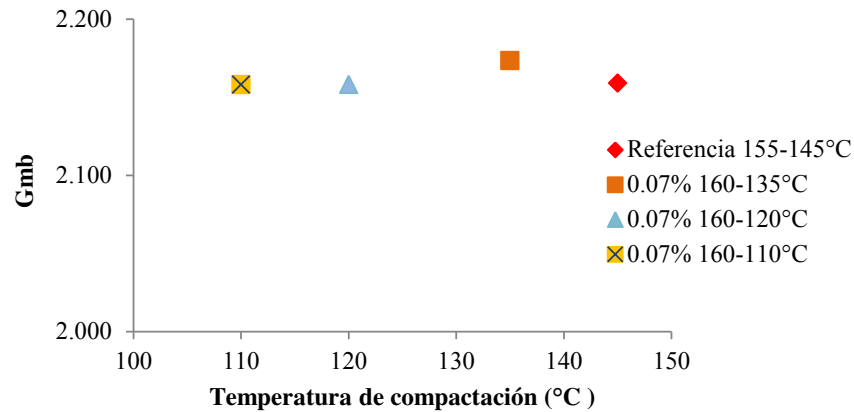


Figura 81 Valores de Gmb para especímenes con 0.07% de aditivo.

En la Figura 82, se observa que para temperaturas de compactación similares al utilizado en la mezcla de referencia se presenta una disminución del porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica pasando de 6.4% a 5.8% con la adición del aditivo.

Para la temperatura de compactación más baja (110°C) se observó que la densidad obtenida fue muy similar a la mezcla de referencia, presentando así beneficios al reducir las temperaturas de compactación.

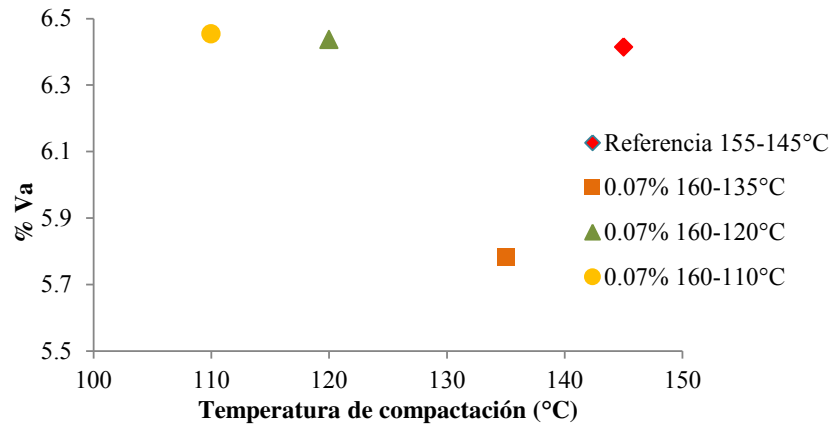


Figura 82 Valores de Va para especímenes con 0.07% de aditivo.

Verificación de la densificación.

Con el fin de corroborar el efecto del aditivo a las diferentes temperaturas de compactación, se analizó la evolución de la densificación de cada una de las probetas evaluadas (Figura 83). De estos resultados se puede observar que existe una densificación mayor de la mezcla para temperaturas similares a la de referencia (145°C) y por consecuencia menor cantidad de vacíos de aire (Va).

En general las curvas de las mezclas compactadas a menores temperaturas (120 y 110°C) presentan una densificación similar a la de la mezcla de referencia (145°C), teniendo la ventaja de reducir la temperatura de compactación.

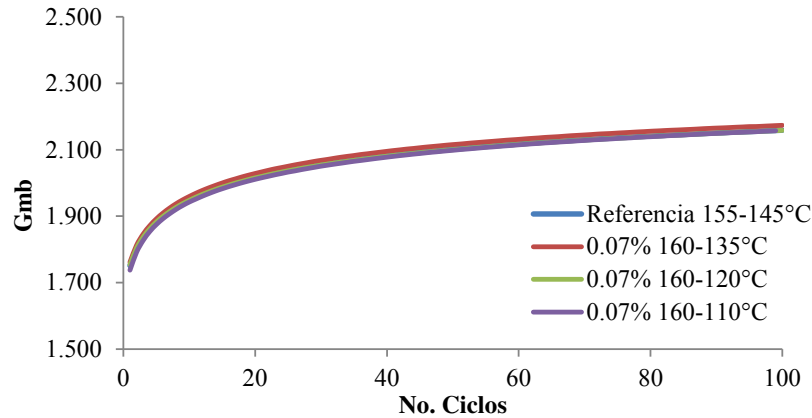


Figura 83 Curvas de densificación para especímenes con 0.07% de aditivo.

5.8.3.3 Análisis de las probetas con 0.1% de aditivo.

La Figura 84 presenta los resultados obtenidos del ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica (Gmb), para las diferentes temperaturas de compactación utilizando el 0.1% de aditivo.

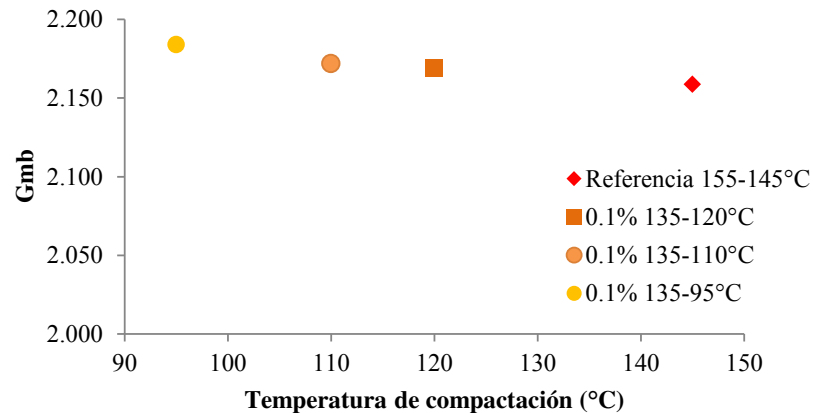


Figura 84 Representación de los valores de Gmb para especímenes con 0.1% de aditivo.

Se observa que para temperaturas de compactación inferiores al utilizado en la mezcla de referencia se presentan disminuciones considerables del porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica pasando de 6.4% a 5.3% con la adición del aditivo.

Para la temperatura de compactación más baja (95°C) se observó que la densidad obtenida presenta una variación con respecto a la mezcla de referencia, presentando una diferencia de 1.1% de porcentaje de vacíos, por lo cual resulta un gran beneficio para la mezcla asfáltica reduciendo las temperaturas de mezclado y compactación, pero además logrando una mejor densificación.

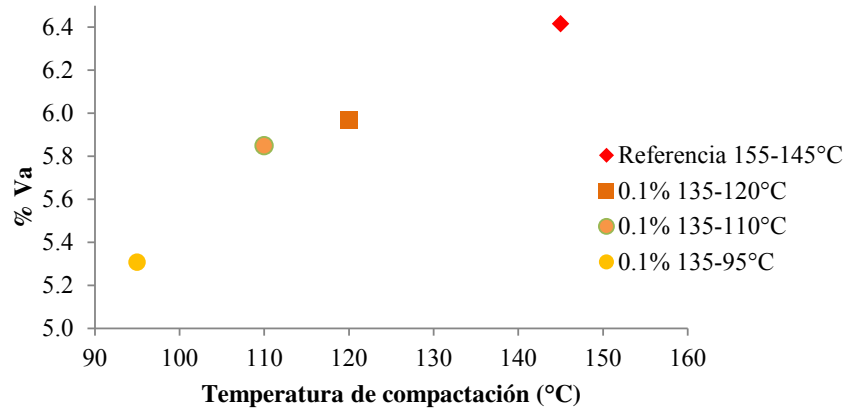


Figura 85 Valores de Va para especímenes con 0.1% de aditivo.

Verificación de la densificación.

Con el fin de corroborar el efecto del aditivo a las diferentes temperaturas de compactación, se analizó la evolución de la densificación de cada una de las probetas evaluadas (Figura 86). De estos resultados se puede observar que existe una modificación en el proceso de densificación de la mezcla, ya que la curva de la mezcla compactada a 95°C logra una mayor densificación. Por otro lado las mezclas compactadas a 120 y 110°C presentan una densificación similar a la de la mezcla de referencia, reduciendo así las temperaturas de mezclado y compactación.

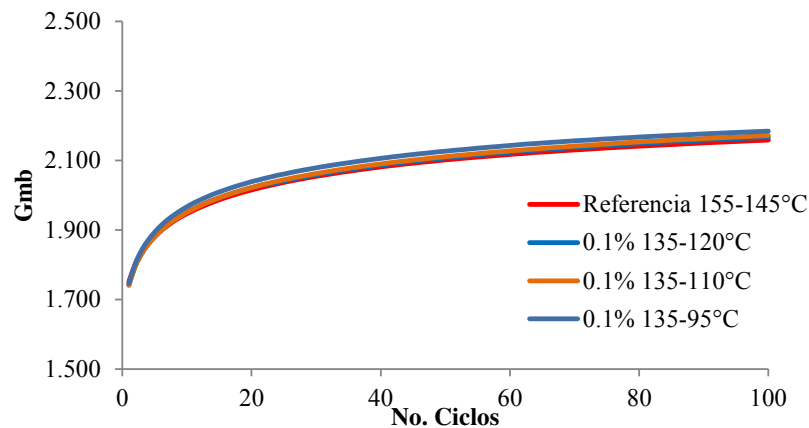


Figura 86 Curvas de densificación para especímenes con 0.1% de aditivo.

5.8.3.4 Análisis de las probetas con 0.125% de aditivo.

La Figura 87 presenta los resultados obtenidos del ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica (Gmb), para las diferentes temperaturas de compactación utilizando el 0.125% de aditivo.

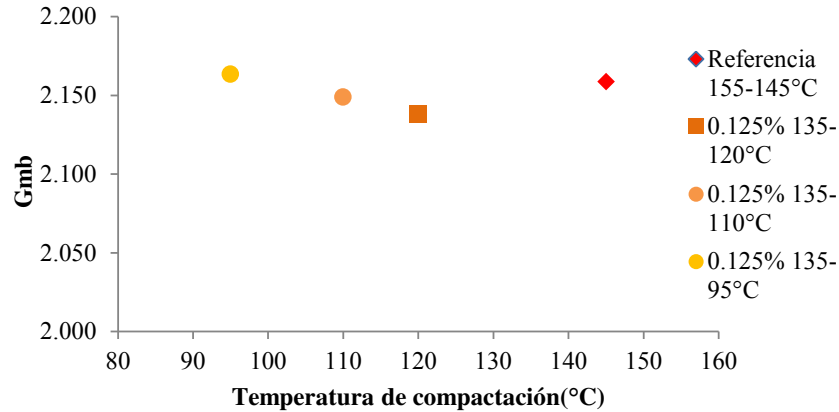


Figura 87 Representación de los valores de Gmb para especímenes con 0.125% de aditivo.

En la Figura 87, se observa que para temperaturas de compactación inferiores al utilizado en la mezcla de referencia (120 y 110°C) se presenta un aumento del porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica. Para el caso de la mezcla compactada a 95°C el porcentaje de vacíos se reduce pasando de 6.4% a 6.2% con la adición del aditivo.

Para la temperatura de compactación más baja (95°C) se observó que la densidad obtenida presenta una variación con respecto a la mezcla de referencia, presentando una diferencia de 0.2% de porcentaje de vacíos.

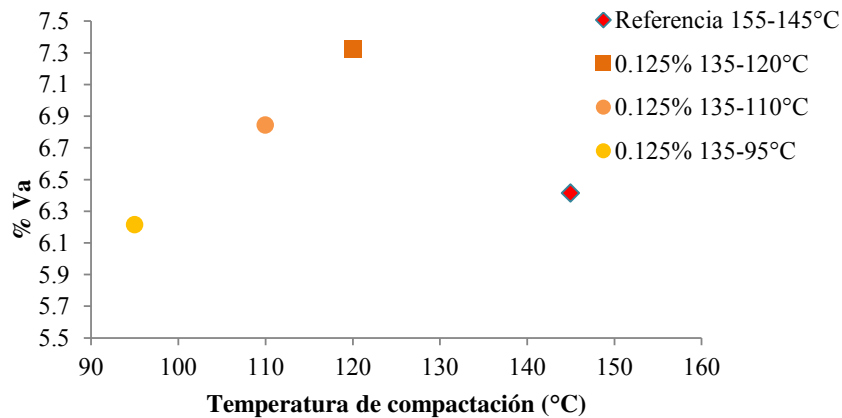


Figura 88 Valores de Va para especímenes con 0.125% de aditivo.

Verificación de la densificación.

Con el fin de corroborar el efecto del aditivo a las diferentes temperaturas de compactación, se analizó la evolución de la densificación de cada una de las probetas evaluadas (Figura 89). De estos resultados se puede observar que existe una ligera modificación en la densificación de la mezcla compactada a 95°C, ya que las curvas de las mezclas compactadas a 120°C y 110°C presentan una densificación menor a la de la mezcla de referencia.

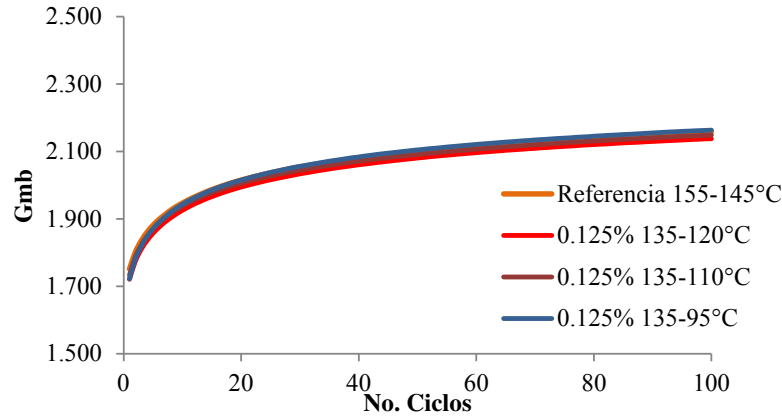


Figura 89 Curvas de densificación para especímenes con 0.125% de aditivo.

5.8.4 Susceptibilidad de la mezcla asfáltica a la deformación permanente (rueda cargada de Hamburgo).

Como se mencionó el ensayo de rueda cargada de Hamburgo, tiene por objetivo determinar la susceptibilidad a la deformación permanente de la mezcla asfáltica.

El ensayo se realiza en una muestra de 150 mm de diámetro y de 60 mm un espesor, la cual será sometida a 20,000 aplicaciones de carga (pasadas) bajo una condición saturada a 50°C de temperatura. El límite de la rodera permitida en la especificación es de 10 mm. Todos los especímenes de ensayo presentan un porcentaje de vacíos de aire igual a $7\pm 1\%$. A continuación se presenta la evolución de la deformación para las diferentes concentraciones de aditivo utilizadas.

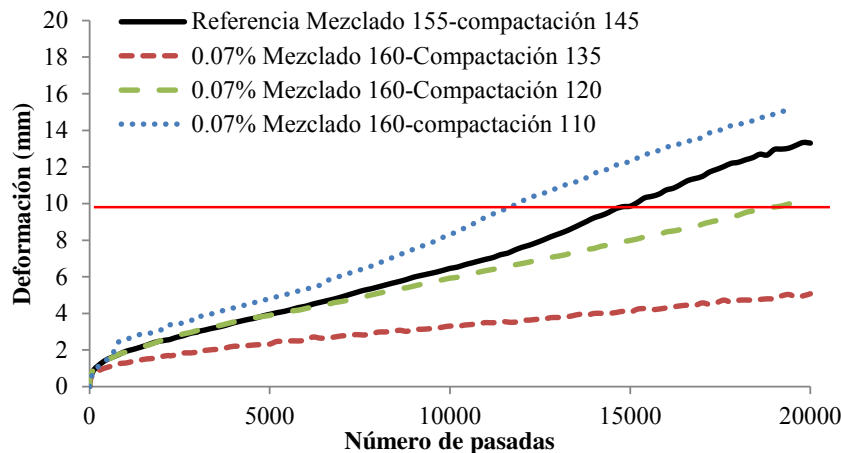


Figura 90 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.07% de aditivo.

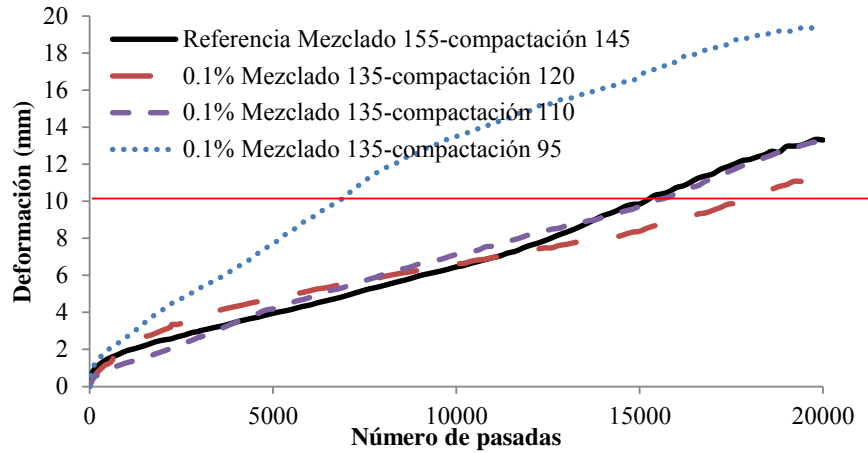


Figura 91 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.10% de aditivo.

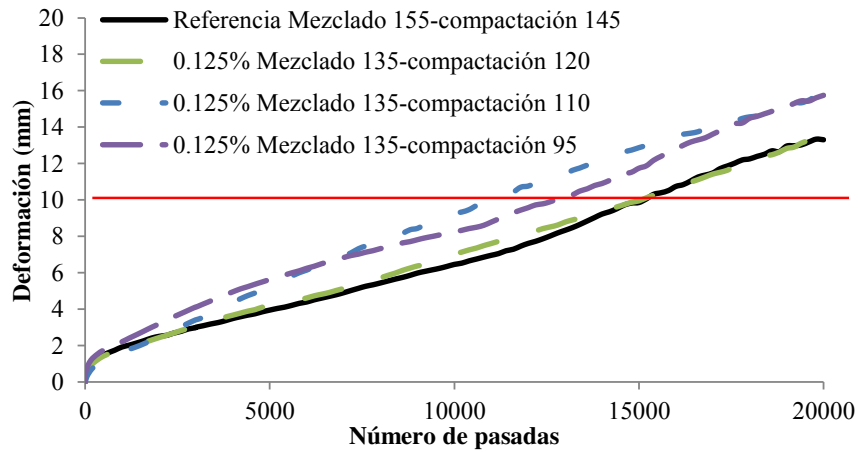


Figura 92 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.125% de aditivo.

A manera de resumen del ensayo de deformación permanente a continuación se presenta el número de pasadas que soportó cada condición (diferentes concentraciones de aditivo, diferentes temperaturas de mezclado y compactación) de la mezcla asfáltica 1.



Tabla 27 Resumen de resultados del ensayo de deformación permanente en la rueda cargada de Hamburgo.

Concentración de aditivo	Temperatura de mezclado(°C)	Temperatura de compactación (°C)	Número de Pasadas	Nivel de Transito
0%	155	145	15200	Medio
		135	20000	Alto
0.07%	160	120	19600	Medio
		110	12800	Bajo
		120	18600	Medio
0.10%	135	110	15400	Medio
		95	6800	No cumple
		120	15200	Medio
0.125%	135	110	10800	Bajo
		95	12800	Bajo

5.8.5 Análisis de las probetas ante el ensayo de susceptibilidad a la humedad, TSR.

Como ya se mencionó este ensayo determina la resistencia al daño inducido por humedad, también conocido como resistencia retenida, de una mezcla asfáltica compactada. La resistencia retenida es importante para establecer si una mezcla asfáltica es susceptible a la acción de la humedad.

Por cada tipo de mezcla se fabricaron seis especímenes con un porcentaje de vacíos del $7\pm 0.5\%$. Los cuales fueron ensayados en condición original y acondicionada. Cabe señalar que solo se evaluaron los especímenes con un mejor desempeño en el ensayo de deformación permanente, a continuación en la tabla 28 se presentan las características de fabricación de los especímenes de ensayo.



Tabla 28 Características de mezclado y compactación de especímenes de ensayo.

Concentración de aditivo	Temperatura de Mezclado	Temperatura de Compactación
Referencia (0%)	155	145
0.07%	160	135
0.10%	135	120
0.125%	135	120

Previamente al acondicionamiento de los especímenes, estos se almacenaron durante 24 horas para permitir el curado de la mezcla asfáltica. Enseguida se realizó el ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla compacta (Gmb) de cada espécimen y se dejaron secar para posteriormente ensayarlos. Las propiedades volumétricas de los especímenes se presentan en la Tabla 29.



Tabla 29 Características volumétricas de los especímenes ensayados.

Concentración de aditivo	Temperatura mezclado (°C)	Temperatura compactación (°C)	Probeta	Gmb	%Va
Referencia	155	145	1	2.134	7.5
			2	2.153	6.7
			3	2.147	6.9
			4	2.134	7.5
			5	2.138	7.3
			6	2.140	7.2
			7	2.146	7.0
			8	2.148	6.9
			9	2.144	7.1
0.07%	160	135	10	2.157	6.5
			11	2.157	6.5
			12	2.147	6.9
			13	2.158	6.5
			14	2.155	6.6
			15	2.148	6.9
			16	2.157	6.5
			17	2.150	6.8
			18	2.150	6.8
0.10%	135	120	19	2.138	7.3
			20	2.137	7.4
			21	2.144	7.1
			22	2.138	7.3
			23	2.143	7.1
			24	2.149	6.8
			25	2.141	7.2
			26	2.147	6.9
			27	2.156	6.5
0.125%	135	120	28	2.152	6.7
			29	2.157	6.5
			30	2.145	7.0
			31	2.145	7.0

Con las características de los especímenes, se formaron dos grupos, la mitad se sometió al proceso de acondicionamiento, el resto permaneció en la condición seca y posteriormente fueron ensayados los dos grupos de especímenes, en las tablas 30-34 se presentan los resultados.



Tabla 30 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes de referencia (155-145°C).

Especímenes acondicionados		Especímenes secos	
Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)	Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)
1	393	4	699
2	423	5	747
3	424	6	701
<u>S2</u>	<u>414</u>	<u>S1</u>	<u>715</u>

Tabla 31 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.07% de aditivo (160-135°C).

Especímenes acondicionados		Especímenes secos	
Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)	Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)
7	547	10	690
8	538	11	618
9	539	12	662
<u>S2</u>	<u>541</u>	<u>S1</u>	<u>657</u>

Tabla 32 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.07% de aditivo (160-120°C).

Especímenes acondicionados		Especímenes secos	
Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)	Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)
13	379	16	491
14	384	17	486
<u>S2</u>	<u>382</u>	<u>S1</u>	<u>488</u>

Tabla 33 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.10% de aditivo (135-120°C).

Especímenes acondicionados		Especímenes secos	
Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)	Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)
19	500	22	556
20	490	23	584
21	428	24	606
<u>S2</u>	<u>473</u>	<u>S1</u>	<u>582</u>

Tabla 34 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.125% de aditivo (135-120°C).

Especímenes acondicionados		Especímenes secos	
Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)	Espécimen	Tensión Indirecta (KPa)
26	483	28	422
27	371	30	600
<u>S2</u>	<u>427</u>	<u>S1</u>	<u>511</u>

Con los resultados anteriores podemos conocer el valor de TSR que presentan las mezclas tanto de referencia como las que contiene aditivo, según la ecuación:

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

Donde

TSR= es la resistencia al daño inducido por humedad, expresada en %.

S₁= es la resistencia a la tensión indirecta promedio de especímenes no acondicionados, KPa.

S₂= es la resistencia a tensión indirecta promedio de especímenes acondicionados, KPa.

Tabla 35 Resultados de ensayo de susceptibilidad a la humedad (TSR).

Referencia (155-145°C)	0.07% aditivo (160-135°C)	0.07% aditivo (160-120°C)	0.10% aditivo (135-120°C)	0.125% aditivo (135-120°C)
TSR=58%	TSR=82%	TSR=78%	TSR=81%	TSR=84%

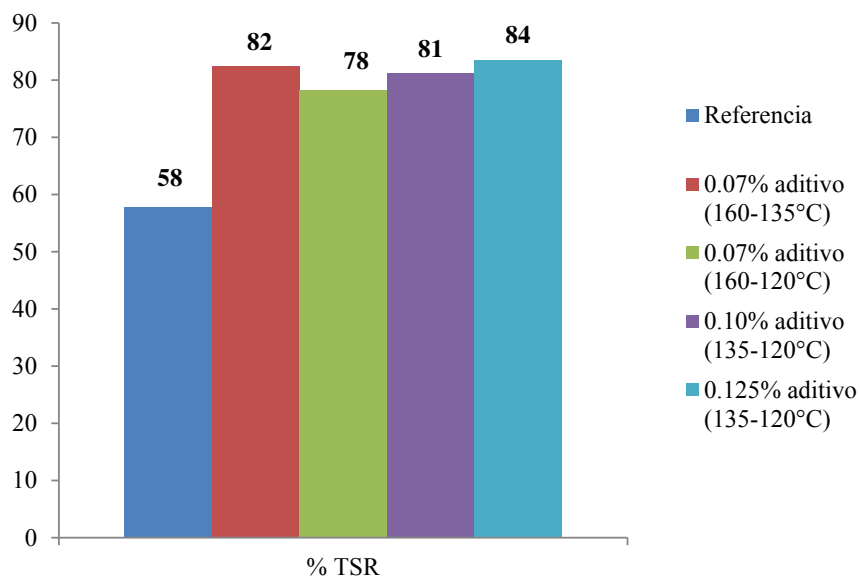


Figura 93 Porcentajes de TSR en las mezclas evaluadas con aditivo.



5.8.6 Evolución del porcentaje de Va en la mezcla 2.

Para la mezcla 2 se llevó el mismo proceso antes mencionado, por lo que a continuación en la tabla 36 se presentan las características de los especímenes de diseño que cuentan con una altura de 115 ± 5 mm.

Tabla 36 Resultados de la prueba de densidad específica bruta (Gmb) y porcentaje de vacíos de aire.

Tipo de mezcla	Temperatura de mezclado (°C)	Temperatura compactación (°C)	Replica	Gmb	Gmb Promedio	Va (%)
Referencia	155	145	1	2.384	2.386	5.4
			2	2.388		
Mezcla1 (EKBÉ+ 0.075% de aditivo)	155	145	1	2.417	2.411	3.9
			2	2.406		
	135	120	1	2.423	2.422	3.5
			2	2.420		
Mezcla2 (EKBÉ + 0.10% de aditivo)	155	110	1	2.348	2.346	6.5
			2	2.434		
	135	145	1	2.4343	2.426	3.5
			2	2.418		
Mezcla3 (EKBÉ + 0.125% de aditivo)	155	120	1	2.407	2.421	3.7
			2	2.435		
	135	110	1	2.405	2.407	4.3
			2	2.409		
Mezcla3 (EKBÉ + 0.125% de aditivo)	155	145	1	2.409	2.405	4.3
			2	2.400		
	135	120	1	2.414	2.410	4.2
			2	2.405		
135	110	1	2.429	2.416	3.9	
		2	2.403			

5.8.6.1 Análisis de las probetas con 0.075% de aditivo.

La Figura 94 presenta los resultados obtenidos del ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica (Gmb), para las diferentes temperaturas de compactación utilizando el 0.075% de aditivo.

En la Figura 95 se observa que para temperaturas de compactación de 145 y 120°C con la adición de aditivo la mezcla logra una disminución en cuanto al porcentaje de vacíos de aire con respecto a la mezcla de referencia, lo cual indica que la mezcla presenta mejor comportamiento a la densificación, pasando de 5.4% hasta 3.5% de vacíos de aire en la mezcla asfáltica. Generando beneficios en la reducción de temperatura de mezclado y compactación.

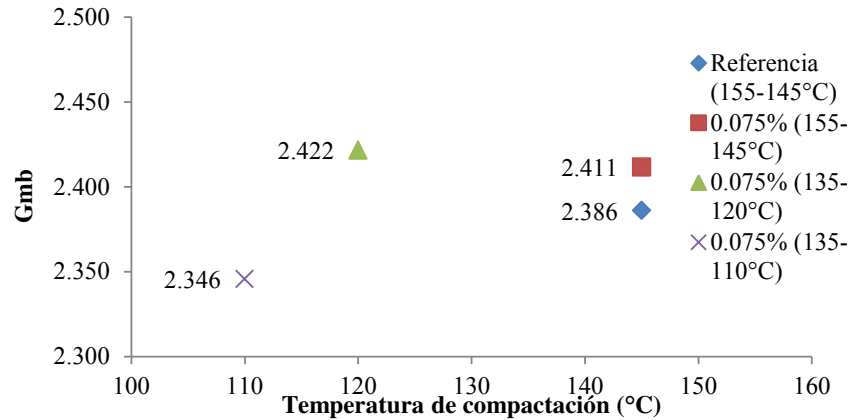


Figura 94 Valores de Gmb para especímenes con 0.075% de aditivo.

Para la temperatura de compactación más baja (110°C) se observó que la densidad obtenida fue menor a la mezcla de referencia, presentando por lo tanto un mayor porcentaje de vacíos de aire con respecto a la referencia, será entonces hasta una temperatura de mezclado de 135°C y compactación de 120°C, donde se presente su mejor comportamiento.

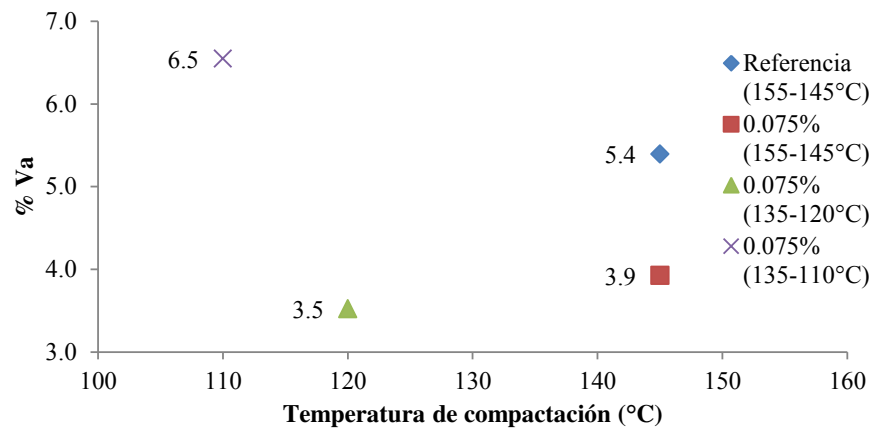


Figura 95 Valores de Va para especímenes con 0.075% de aditivo.

Verificación de la densidad.

Con el fin de corroborar el efecto del aditivo a las diferentes temperaturas de compactación, se analizó la evolución de la densificación de cada una de las probetas evaluadas (Figura 96). De estos resultados se puede observar que existe una densificación mayor de la mezcla para temperaturas de 145 y 120°C. En el caso de la mezcla compactada a 110°C se presenta una densificación menor a la de la mezcla de referencia (145°C), por tal motivo se observa que las ventajas de reducción de temperatura de compactación se observan a los 120°C. Con lo anterior se logra reducir 20°C la temperatura de mezclado y 25°C a la temperatura de compactación sin afectar la densificación de la mezcla.

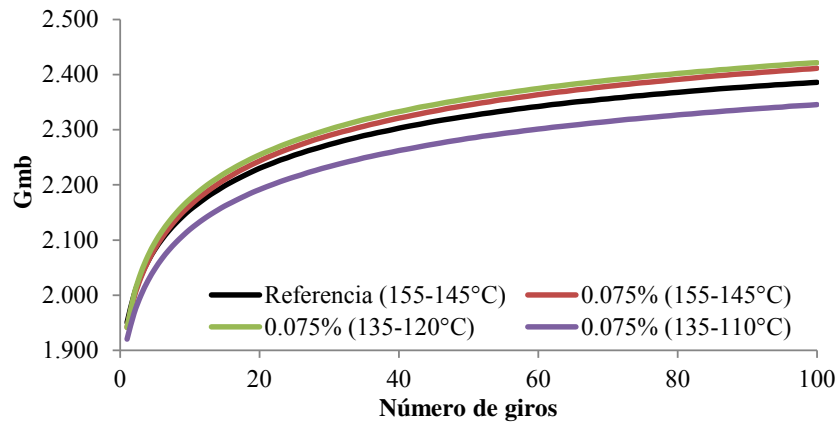


Figura 96 Curvas de densificación para especímenes con 0.075% de aditivo.

5.8.6.2 Análisis de las probetas con 0.1% de aditivo.

La Figura 97 presenta los resultados obtenidos del ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica (Gmb), para las diferentes temperaturas de compactación utilizando el 0.1% de aditivo.

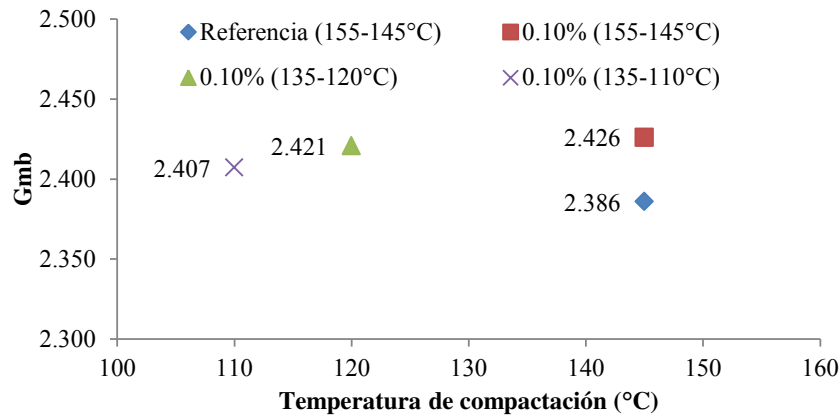


Figura 97 Representación de los valores de Gmb para especímenes con 0.1% de aditivo.

En la Figura 98, se observa que para temperaturas de compactación inferiores al utilizado en la mezcla de referencia se presentan disminuciones considerables del porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica pasando de 5.4% a 3.5% con la adición del aditivo.

Para la temperatura de compactación más baja (110°C) se observó que la densidad obtenida presenta una variación con respecto a la mezcla de referencia, presentando una diferencia de 1.1% de porcentaje de vacíos, por lo cual resulta un gran beneficio para la mezcla asfáltica reduciendo las temperaturas de mezclado y compactación, pero además logrando una mejor densificación.

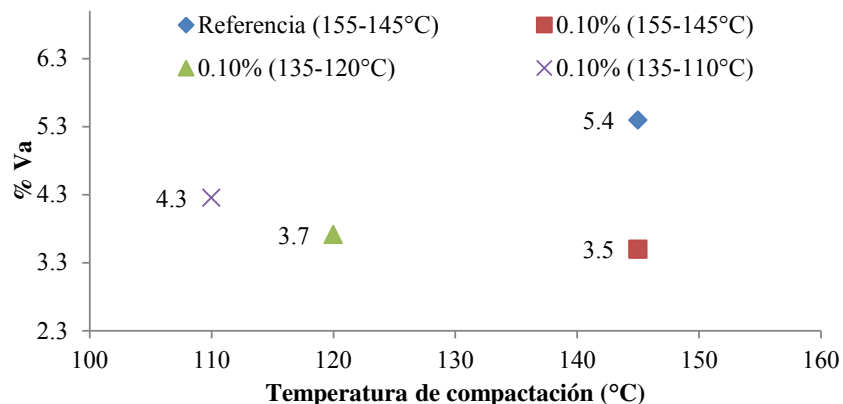


Figura 98 Valores de Va para especímenes con 0.10% de ZycTherm.

Verificación de la densificación.

Con el fin de corroborar el efecto del aditivo a las diferentes temperaturas de compactación, se analizó la evolución de la densificación de cada una de las probetas evaluadas (Figura 99). De estos resultados se puede observar que existe una modificación en el proceso de densificación de la mezcla, ya que la curva de la mezcla compactada a 145, 120 y 110°C logran una mayor densificación con la incorporación del aditivo con respecto a la mezcla de referencia. Por ende se logra la reducción de las temperaturas de mezclado y compactación.

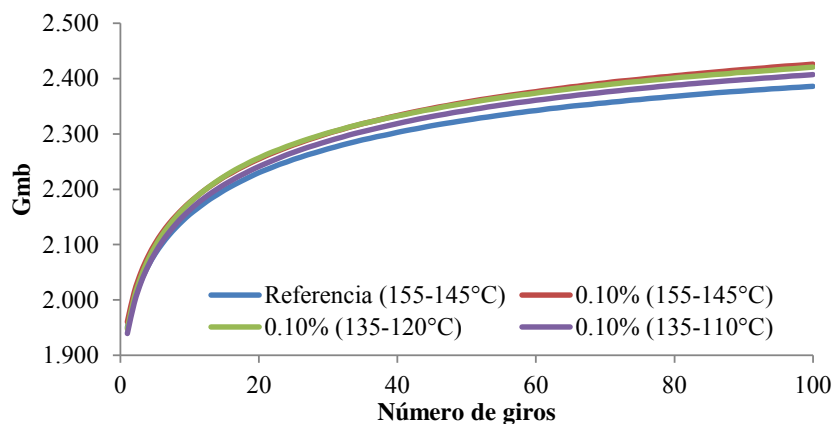


Figura 99 Curvas de densificación para especímenes con 0.1% de aditivo.

5.8.6.3 Análisis de las probetas con 0.125% de aditivo.

La Figura 100 presenta los resultados obtenidos del ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica (Gmb), para las diferentes temperaturas de compactación utilizando el 0.125% de aditivo.

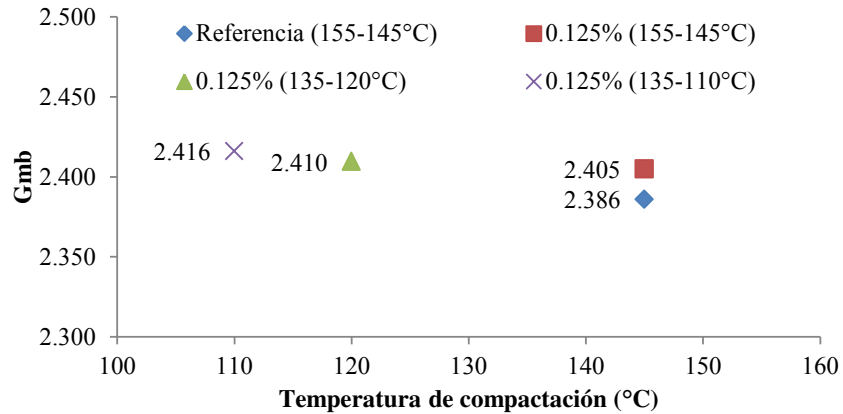


Figura 100 Representación de los valores de Gmb para especímenes con 0.125% de aditivo.

En la Figura 101 se observa que para temperaturas de compactación iguales e inferiores a las utilizadas en la mezcla de referencia (145, 120 y 110°C) se presenta una disminución del porcentaje de vacíos en la mezcla asfáltica. Para el caso de la mezcla compactada a la misma temperatura (145°C) el porcentaje de vacíos se reduce 0.9% con la adición del aditivo.

Para la temperatura de compactación más baja (110°C) se observó que la densidad obtenida presenta una variación con respecto a la mezcla de referencia, presentando una diferencia de 1.5% de porcentaje de vacíos.

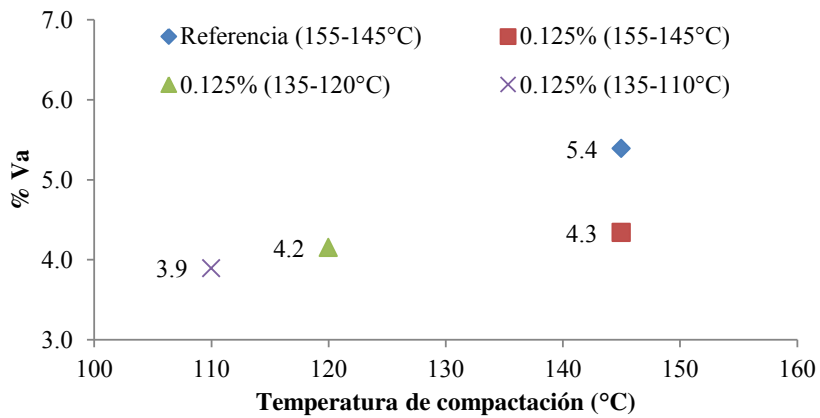


Figura 101 Valores de Va para especímenes con 0.125% de aditivo.

Verificación de la densificación.

Con el fin de corroborar el efecto del aditivo a las diferentes temperaturas de compactación, se analizó la evolución de la densificación de cada una de las probetas evaluadas (Figura 102). De estos resultados se puede observar que la incorporación de aditivo modifica la densificación de la mezcla compactada a 145°C, 120°C y 110°C con respecto a la mezcla de referencia. Por tal motivo se logra un ahorro en cuanto a temperaturas de compactación de hasta 35°C.

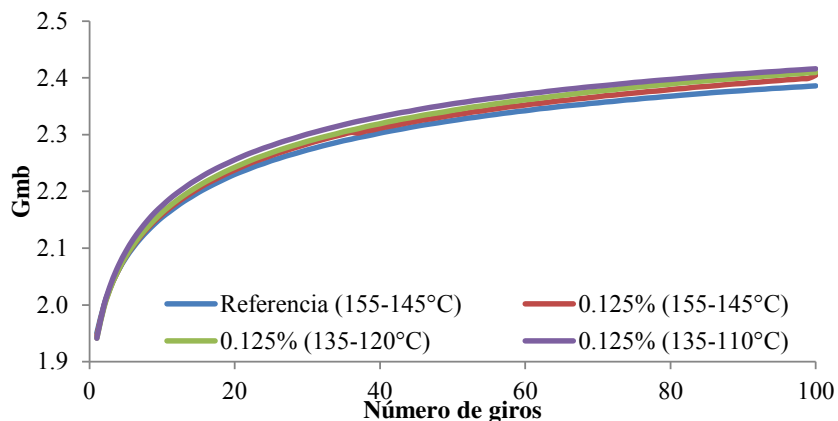


Figura 102 Curvas de densificación para especímenes con 0.125% de aditivo.

5.8.7 Análisis de las probetas ante el ensayo de susceptibilidad a la humedad.

Como ya se mencionó este ensayo determina la resistencia al daño inducido por humedad, también conocido como resistencia retenida, de una mezcla asfáltica compactada. La resistencia retenida es importante para establecer si una mezcla asfáltica es susceptible a la acción de la humedad.

Por cada tipo de mezcla se fabricaron seis especímenes con un porcentaje de vacíos del $7 \pm 0.5\%$. Los cuales fueron ensayados en condición original y acondicionada. Cabe señalar que solo se evaluaron los especímenes en la condición más desfavorable (menor temperatura de compactación, 110°C).



Figura 103 Ensayo de tensión indirecta (TSR).

A manera de resumen en la tabla 37 se presentan las condiciones de fabricación de los especímenes de ensayo susceptibilidad a la humedad.

Tabla 37 Características de mezclado y compactación de especímenes de ensayo.

Concentración de aditivo	Temperatura de Mezclado	Temperatura de Compactación
0.075%	135	110
0.10%	135	110
0.125%	135	110



Previamente al acondicionamiento de los especímenes, estos se almacenaron durante 24 horas para permitir el curado de la mezcla asfáltica. Enseguida se realizó el ensayo de gravedad específica bruta de la mezcla compacta (Gmb) de cada espécimen y se dejaron secar para posteriormente ser ensayados. Las propiedades volumétricas de los especímenes se presentan en la Tabla 38, los cuales cumplen con una relación de vacíos de aire igual a $7 \pm 0.5\%$.

Tabla 38 Características volumétricas de los especímenes evaluados.

Concentración de aditivo	Temperatura de mezclado (°C)	Temperatura de compactación (°C)	Probeta	Gmb	%Va
0.075%	135	110	1	2.346	6.6
			2	2.347	6.5
			3	2.336	6.9
			4	2.348	6.5
			5	2.340	6.8
			6	2.345	6.6
			7	2.345	6.7
			8	2.347	6.6
0.10%	135	110	9	2.350	6.5
			10	2.352	6.5
			11	2.344	6.8
			12	2.344	6.8
			13	2.348	6.6
			14	2.351	6.5
0.125%	135	110	15	2.346	6.7
			16	2.349	6.6
			17	2.351	6.5
			18	2.351	6.5

Tabla 39 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.075% de aditivo.

Especímenes no acondicionados		Especímenes acondicionados	
Probeta	Tensión Indirecta (KPa)	Probeta	Tensión Indirecta (KPa)
1	401	4	330
2	419	5	304
3	402	6	294
<u>S1</u>	<u>407</u>	<u>S2</u>	<u>309</u>



Tabla 40 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.1% de aditivo.

Especímenes no acondicionados		Especímenes acondicionados	
Probeta	Tensión Indirecta (KPa)	Probeta	Tensión Indirecta (KPa)
7	375	10	295
8	363	11	283
9	390	12	286
<u>S1</u>	<u>376</u>	<u>S2</u>	<u>288</u>

Tabla 41 Resultados del ensayo tensión indirecta para especímenes con 0.125 de aditivo.

Especímenes no acondicionados		Especímenes acondicionados	
Probeta	Tensión Indirecta (KPa)	Probeta	Tensión Indirecta (KPa)
13	371	16	333
14	416	17	327
15	391	18	335
<u>S1</u>	<u>393</u>	<u>S2</u>	<u>330</u>

Con los resultados anteriores podemos conocer el valor de TSR que presentan las mezclas tanto de referencia como las que contiene aditivo, según la ecuación:

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

Donde

TSR= es la resistencia al daño inducido por humedad, expresada en %.

S₁= es la resistencia a la tensión indirecta promedio de especímenes no acondicionados, KPa.

S₂= es la resistencia a tensión indirecta promedio de especímenes acondicionados, KPa.

Tabla 42 Resultados de ensayo de susceptibilidad a la humedad (TSR).

Referencia (155-145°C)	0.075% de aditivo (135-110°C)	0.10% de aditivo (135-110°C)	0.125% de aditivo (135-110°C)
TSR= 88%	TSR= 76%	TSR= 77%	TSR= 84%

A continuación se representan los porcentajes de TSR de las mezclas asfálticas evaluadas en el ensayo de susceptibilidad a la humedad.

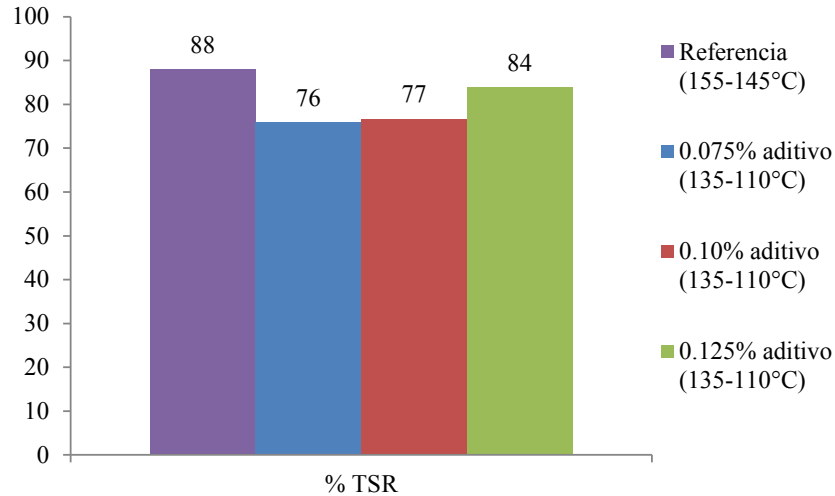


Figura 104 Porcentajes de TSR en las mezclas evaluadas con aditivo.

5.8.8 Análisis de las probetas ante el ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente.

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

Tabla 43 Especificaciones de ensayo de deformación permanente mediante la Rueda Cargada de Hamburgo.

Nivel de Tránsito	Pasadas mínimas para la deformación máxima de 10 mm.
Bajo	10,000
Medio	15,000
Alto	20,000
Muy alto	

5.8.8.1 Análisis de las probetas con 0.075% de aditivo.

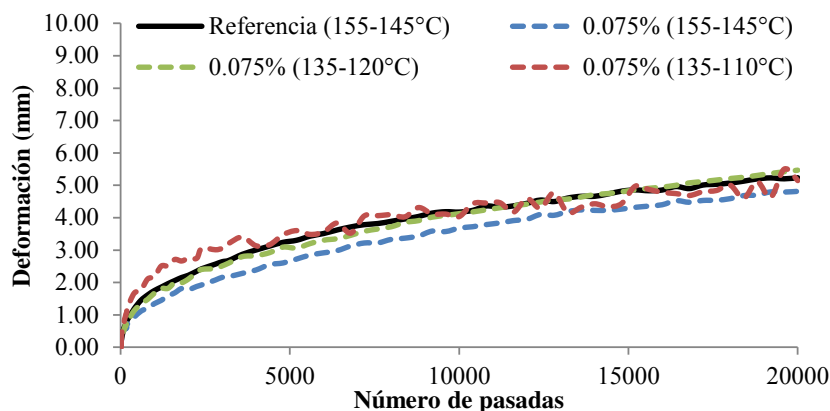


Figura 105 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.075% de aditivo.

5.8.8.2 Análisis de las probetas con 0.1% de aditivo.

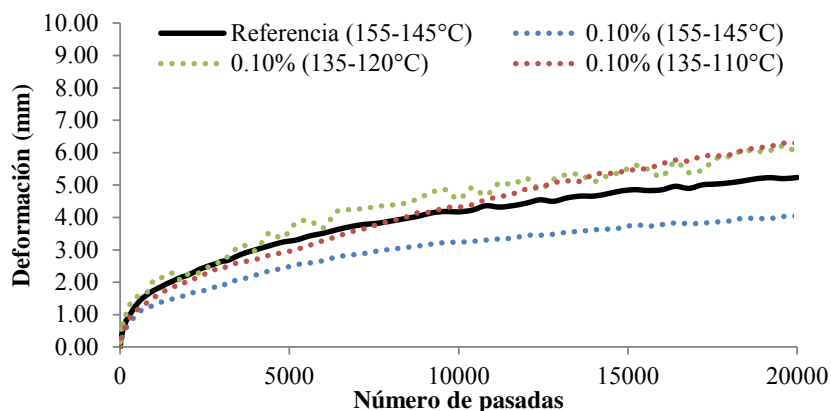


Figura 106 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.1% de aditivo.

5.8.8.3 Análisis de las probetas con 0.125% de aditivo.

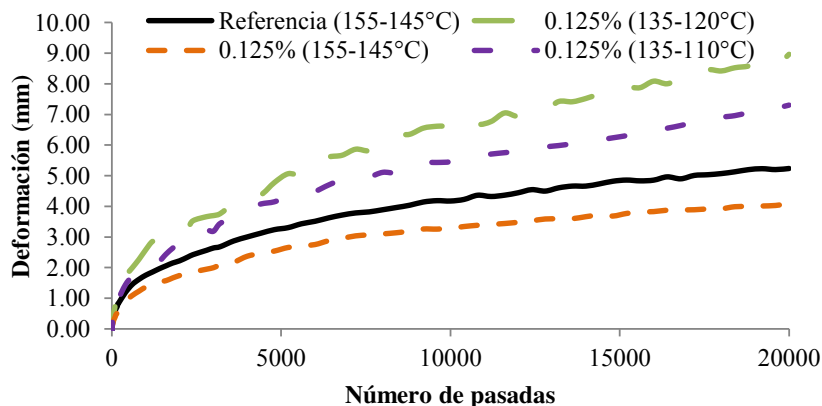


Figura 107 Resultados del ensayo de deformación permanente con 0.125% de aditivo.

En la siguiente tabla se presenta un resumen del ensayo de deformación permanente realizado en el equipo de la rueda cargada de Hamburgo, en donde se puede apreciar el número de



pasadas que soportaron las mezclas asfálticas evaluadas así como el nivel de tránsito que cumplieron.

Tabla 44 Resumen de resultados del ensayo de deformación permanente.

Concentración de aditivo	Temperatura de mezclado(°C)	Temperatura de compactación (°C)	Número de Pasadas	Deformación (mm)	Nivel de Tránsito
0%	155	145	20,000	5.23	Alto
	155	145	20,000	4.81	Alto
0.075%	120	110	20,000	5.47	Alto
	135	110	20,000	5.15	Alto
0.10%	155	145	20,000	4.05	Alto
	120	110	20,000	6.00	Alto
	135	110	20,000	6.29	Alto
0.125%	155	145	20,000	4.09	Alto
	120	110	20,000	8.96	Alto
	135	110	20,000	7.30	Alto

Con los resultados de la tabla anterior se observa que los especímenes evaluados con aditivo en sus diferentes concentraciones presentan mejor comportamiento aun y cuando se reducen las temperaturas de mezclado en 20°C y compactación hasta 35°C, presentando una deformación inferior a la especificación (10 mm).

6 Conclusiones

6.1 Susceptibilidad de las mezclas asfálticas al daño inducido por humedad.

En el presente estudio se analizaron dos diferentes mezclas asfálticas, de las cuales una contiene el valor óptimo de aditivo creado a base de nanotecnología (0.075%) y otra mezcla sin aditivo (referencia). Las cuales se sometieron a los procesos de ensayo ya descritos y en donde se observó un comportamiento un tanto similar entre las dos mezclas, siendo la mezcla de referencia la que presenta un mayor porcentaje de TSR, no significando así que la mezcla con aditivo presenta desventajas ante dicha circunstancia, debido a que en el transcurso del ensayo se observó cómo dichos especímenes llevaron un tiempo mayor de saturación (entre 70-80%) para poder cumplir con la normativa especificada, además de presentar mayores esfuerzos a tensión en la condición seca. Por lo que nos permite concluir que esta mezcla asfáltica presentará un mejor comportamiento ante la presencia de agua, haciendo así la mezcla más impermeable, aun teniendo un porcentaje menor de TSR.

6.2 Susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente.

En cuanto al ensayo de deformación permanente se observó que las mezclas asfálticas evaluadas presentan similitud en el comportamiento mecánico ante el ensayo en el APA, teniendo por consecuencia valores de rodadura muy similares que oscilan los 3 mm, cumpliendo así hasta un nivel de tránsito muy alto y alto, según el Protocolo AMAAC para las mezclas de referencia y con aditivo respectivamente.

Adicionalmente se desarrolló el ensayo en el analizador de rueda cargada de Hamburgo, en donde se presenta un análisis en conjunto, debido a que las mezclas asfálticas son evaluadas en base a la susceptibilidad de la mezcla a la humedad y a su vez a la deformación permanente, presentando en este ensayo un comportamiento similar entre la mezcla de referencia y con aditivo, obteniendo deformaciones permanentes que oscilan los 3 mm al transcurrir el ensayo. Con estos resultados las mezclas cumplen un nivel de tránsito alto/muy alto, según el Protocolo AMAAC.

6.3 Módulo dinámico

Con los especímenes evaluados en el ensayo de módulo dinámico se formaron las curvas representativas del ensayo como lo son las curvas maestras de módulo dinámico y ángulos de fase. La curva maestra permite conocer valores de módulo a frecuencias y temperaturas que no se pueden reproducir en un laboratorio. Se observó que la mezcla de referencia presenta mejores valores de módulo para condiciones de diseño de pavimentos (20°C y 10Hz). Comparando las curvas maestras de ambas mezclas se puede observar que presentan un comportamiento similar. En lo que respecta a los valores de ángulo de fase, estos son similares para ambas mezclas, por lo cual las propiedades viscoelásticas de la mezcla no fueron afectadas por la incorporación del aditivo.

6.4 Fatiga

Los especímenes evaluados a través del ensayo de fatiga en flexión en cuatro puntos permitieron observar que la mezcla que contiene aditivo en su concentración óptima presenta un comportamiento superior con respecto a la mezcla de referencia. Se construyeron las leyes de fatiga o curvas de Wöhler para los dos tipos de mezclas asfálticas analizadas, en donde se observa claramente un incremento en el número de ciclos de carga para la mezcla con aditivo en todos los niveles de deformación evaluados (300-600 $\mu\epsilon$).



6.5 Reducción de temperaturas de mezclado y compactación

En esta sección se verificó que el aditivo creado a base de nanotecnología permite reducir las temperaturas de mezclado y compactación de la mezcla asfáltica sin ver afectadas las propiedades mecánicas de la mezcla. En primera instancia se lograron mayores densificaciones conforme a la concentración utilizada, por lo que se presentaron menores porcentajes de vacíos de aire permitiendo la densificación de la mezcla asfáltica aun reduciendo la temperatura. Se observó que dependerá del material utilizado (agregado pétreo) para observar los beneficios que el aditivo puede brindar a la mezcla asfáltica, entre más competente sea, mayores serán los resultados.

Al utilizar agregado pétreo con características deficientes el aditivo permite mejorar la adherencia agregado-asfalto y por ende el porcentaje de TSR, para cualquiera de las concentraciones utilizadas (0.07, 0.1 y 0.125%). En cuanto al ensayo de deformación permanente se evaluó que para las concentraciones empleadas se pueden reducir las temperaturas de mezclado y compactación manteniendo un comportamiento mecánico similar de la mezcla asfáltica.

Al utilizar agregado pétreo de buena calidad los beneficios del aditivo aumentan ya que al realizar el ensayo de deformación permanente para las concentraciones de aditivo utilizadas (0.075, 0.1 y 0.125%) las mezclas presentaron un comportamiento similar e incluso superior bajo las mismas condiciones de mezclado y compactación a las de la mezcla de referencia. El aporte que genera el aditivo se ve reflejado al reducir las temperaturas de mezclado en 20°C y 35°C en la temperatura de compactación de la mezcla asfáltica, generando deformaciones permanentes inferiores a los límites especificados por la normativa (10 mm).

Este beneficio puede considerarse desde dos vertientes, permitiendo la fabricación de mezcla asfáltica a menores temperaturas, lo que implica un ahorro de combustible para el constructor y a su vez generar menores emisiones de contaminantes o en su defecto desarrollar traslados (planta de fabricación-tendido en obra) con mayores distancias.

En cuanto el ensayo de susceptibilidad a la humedad (TSR) se analizó únicamente la condición más desfavorable de la mezcla asfáltica siendo esta la temperatura mínima de mezclado y de compactación (135 y 110°C), en donde se observó que las mezclas asfálticas quedaron al límite especificado por la normativa (TSR>80%). Por lo que se espera que las mezclas asfálticas fabricadas a mayor temperatura cumplan con la especificación.



7 Recomendaciones

- Para la determinación de la concentración óptima de aditivo se deberá desarrollar el ensayo de desprendimiento por ebullición con duración extendida a seis horas.
- Se recomienda una temperatura de 160°C para lograr la incorporación del aditivo en el asfalto.
- Se requerirá de un mezclador mecánico con una velocidad de al menos 1000 rpm. Con ayuda de una propela metálica para generar un vortex de 1-3 cm para incorporar el aditivo gota a gota.
- Al finalizar la incorporación del aditivo en el asfalto, continuar el mezclado por un tiempo de 10 minutos.
- En la fabricación de mezclas asfálticas se deberá prestar atención a los rangos de temperaturas de mezclado y compactación para obtener un buen desempeño de la misma.
- En los ensayos de susceptibilidad a la humedad y deformación permanente la relación de vacíos de aire en los especímenes deberá de cumplir las especificaciones, ya que es un factor determinante para el desempeño de la mezcla asfáltica.
- En lo que respecta a los ensayos de módulo dinámico y fatiga en mezclas asfálticas es fundamental el contar con una cámara de temperatura para controlar de inicio a fin este parámetro y así obtener resultados confiables.

The background of the page is a solid light blue color. On the left side, there are several thick, white, wavy lines that curve and overlap, creating a sense of movement and depth. These lines extend from the top left towards the bottom left. In the bottom right corner, there is a large, intricate graphic composed of many thin, white, wavy lines that form a complex, layered pattern, resembling a stylized wave or a series of overlapping curves.

8. ANEXOS

8.1. Incorporación del aditivo.

Previamente a la fabricación de las mezclas asfálticas se incorporó el aditivo al asfalto en los tres porcentajes previamente descritos. El procedimiento de incorporación se describe a continuación (Protocolo de mezcla para asfalto y mezclas asfálticas de la empresa proveedora de aditivo):

1. Calentar el asfalto hasta una temperatura igual a 160°C.
2. Con la ayuda de una jeringa desechable de 1 o 5 ml, colocar la cantidad asignada de aditivo para la mezcla.
3. Establecer una velocidad de mezclado con el equipo mezclador lo suficientemente alto para generar un vortex de 1-2 cm antes de añadir el aditivo al asfalto.
4. Anadir el aditivo cerca del vortex, lentamente y gota por gota.
5. Continuar agitando la mezcla con aditivo por 10 minutos para completar el proceso de mezclado.



Figura 108 Incorporación del aditivo al asfalto (Paso 1-2).



Figura 109 Incorporación del aditivo con el asfalto (Paso 3-4).

8.2 Fabricación de los especímenes de ensayo

El procedimiento de fabricación de las probetas asfálticas se describe a continuación:

1. Se calienta el agregado y el asfalto hasta la temperatura de mezclado.
2. Se colocan los materiales en el equipo mezclador, en donde se realiza la mezcla asfáltica.
3. Se coloca la mezcla asfáltica en una charola o recipiente para realizar el curado en el horno a la temperatura de compactación, por un tiempo de 2 horas.
4. Se coloca la mezcla asfáltica en el cilindro del compactador giratorio y se procede a realizar la compactación del espécimen.
5. Posteriormente se obtienen especímenes de 150 mm de diámetro y con una altura de 115 ± 5 mm.



Figura 110 Acondicionamiento del agregado pétreo y material asfalto, paso (1).



Figura 111 Mezclado de materiales y curado de la mezcla asfáltica, paso (2 y 3).



Figura 112 Compactación del espécimen, paso (4 y 5).

8.3 Ensayos de laboratorio

La evaluación de la densificación se realizará por medio de dos ensayos de laboratorio. Gravedad específica bruta de la mezcla asfáltica compactada (G_{mb}) para evaluar el grado de densificación de la mezcla asfáltica y la Densidad teórica máxima de la mezcla asfáltica (G_{mm}), para obtener el porcentaje de vacíos de la mezcla asfáltica.

8.3.1 Ensayo de Gravedad específica y densidad de mezclas asfálticas no absorbentes. (Sin parafina) ASTM D 2726

Los resultados obtenidos de este método de prueba pueden ser utilizados para determinar el peso específico de las mezclas asfálticas densas compactadas y en conjunto con el método de prueba D 3203 (Método de prueba estándar para determinar el porcentaje de vacíos de aire en mezclas densas compactadas y mezclas abiertas), para obtener el porcentaje de vacíos de aire.

Para especímenes completamente secos preparados en laboratorio, se requiere conocer 3 mediciones de las probetas (secas, sumergidas y superficialmente secas), estas se describen a continuación:

1. Obtener la masa seca del espécimen al aire. Determinar la masa pesando el espécimen después de estar en un cuarto de temperatura por al menos una hora. Designar este valor como A.
2. Masa sumergida del espécimen. Sumerja completamente el espécimen en el baño María a 25°C (77°F) de 3 a 5 min luego determine la masa sumergida. Designar esta masa como C. Si la temperatura del espécimen difiere de la temperatura del baño María en más de 2°C (3.6°F), el espécimen deberá sumergirse en el baño María de 10 a 15 min, en lugar de 3 a 5 min.
3. Masa saturada y superficialmente seca al aire. Secar superficialmente el espécimen de manera rápida con una toalla y después determinar la masa en el aire. Designar esta masa como B.



Figura 113 Determinación de las mediciones (peso seco, peso sumergido y saturado y superficialmente seco, paso 1-3).

8.3.2 Ensayo de Gravedad específica teórica máxima y la densidad de mezclas asfálticas para pavimentación. (Gmm) ASTM D 2041

La gravedad específica teórica máxima y la densidad de mezclas asfálticas para pavimentación, son propiedades fundamentales cuyos valores son influenciados por la composición de la mezcla en términos de tipo y cantidad de agregados y materiales asfálticos.

La gravedad específica máxima es utilizada (1) en el cálculo de vacíos en las mezclas asfálticas para pavimentación compactadas (2). En el cálculo de la cantidad de asfalto absorbido por el agregado, y (3) para proveer valores deseables para la compactación de mezclas para pavimentación.

Para conocer el valor de la gravedad específica teórica máxima (Gmm) se deberán conocer tres mediciones en diferentes condiciones, tal cual se describe en la metodología siguiente:

1. Preparar una muestra de mezcla asfáltica sin compactar, mientras continua caliente separar las partículas de la mezcla asfáltica a mano, de modo que las partículas de la porción de agregado fino no sean mayores de 6mm. Enfriar la mezcla hasta temperatura ambiente y colocar la mezcla en un recipiente tarado.
2. Añadir agua a una temperatura de aprox. 25°C para cubrir completamente la muestra.
3. Colocar el recipiente con la muestra y el agua sobre el dispositivo de agitación mecánica y sujetar adecuadamente a la superficie del aparato. Comenzar la agitación e inmediatamente comenzar a eliminar el aire atrapado en la muestra, aumentando gradualmente la presión de vacío hasta que el manómetro de presión residual indique 27.5+2.5 mm Hg. El vacío debe lograrse en alrededor 2 min. Una vez que se logra el vacío, continuar el vacío y la agitación por 15+/- 2 min.
4. Pesaje en agua (recipiente + mezcla asfáltica). Suspender el tazón (sin tapa) y mantener en agua por 10 ± 1 min, entonces determinar la masa del recipiente y de la mezcla.
5. Pesaje en agua (recipiente). Suspender el tazón (sin tapa) y mantener en agua por 10 ± 1 min, entonces determinar la masa del recipiente.

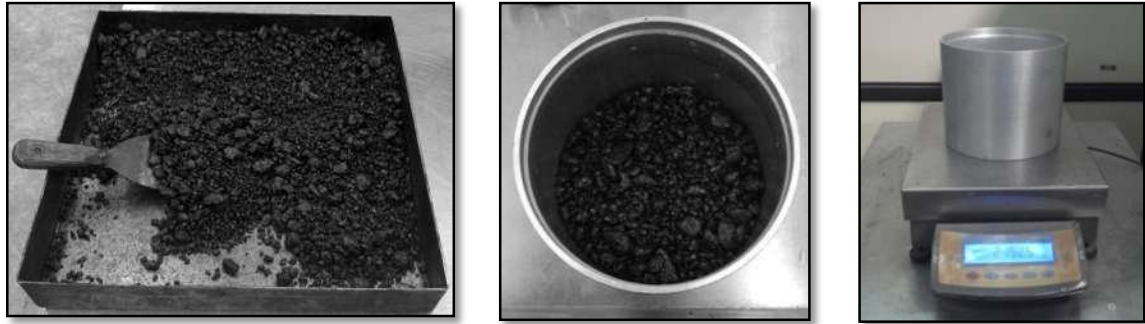


Figura 114 Separación de la mezcla asfáltica y lectura de su peso en el recipiente tarado, paso 1.



Figura 115 Colocación de la mezcla en el equipo de agitación mecánica, paso 2-3.

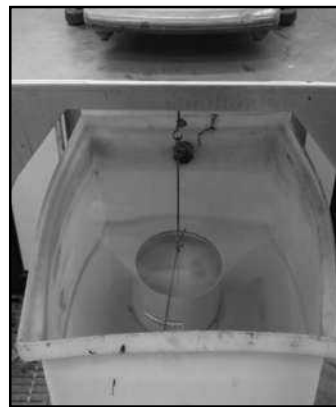


Figura 116 Lectura del peso sumergido del recipiente + mezcla asfáltica y recipiente vacío, paso 4-5.



9. Bibliografía

AASHTO M 323-07, “Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design”, 2007.

AASHTO T342-11, “Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures”, 2011.

AASHTO T324, “Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA)”.

Asociación Mexicana del Asfalto (AMAAC), Protocolo AMAAC PA-MA 01/2011, Diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño, México D.F., 2011.

Asociación Mexicana del Asfalto (AMAAC), Recomendación AMAAC RA 01/2011 “Susceptibilidad a la humedad y a la deformación permanente por rodera con el analizador de rueda cargada de Hamburgo (HWT), en una mezcla asfáltica compactada”, México D.F., 2010.

Asociación Mexicana del Asfalto (AMAAC), Recomendación AMAAC RA 02/2010 “Susceptibilidad a la deformación permanente por rodera de una mezcla asfáltica, por medio del Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA)”, México D.F., 2010.

Asociación Mexicana del Asfalto (AMAAC), Recomendación AMAAC RA 04/2010 “Resistencia de las mezclas asfálticas compactadas al daño inducido por humedad”, México D.F., 2010.

ASTM D7460-10, “Standard Test Method for Determining Fatigue Failure of Compacted Asphalt Concrete Subjected to Repeated Flexural Bending”, ASTM International, 2010.

ASTM D4867-09, “Standard Test Method for Effect of Moisture on Asphalt Concrete Paving Mixtures”, ASTM International.

ASTM D3625-96 (2005), “Standard Practice for Effect of Water on Bituminous-Coated Aggregate Using Boiling Water”, ASTM International.

C. Briones, E. Casero, J. A. Martín, P. A. Serena, Nanociencia y Nanotecnología, Fundación Española para la ciencia y Tecnología, FECYT, 2009, Disponible: <http://www.fecyt.es>

Doan T.H. Les études de fatigue des enrobés bitumineux au LCPC. Boletín informativo de los laboratorios de caminos y puentes, número especial V, p. 215-228, 1977.

Grupo Empresarial TAMBA, Folleto Técnico, Querétaro, Qro. 2014.



H Behbahani, H Ziari, N Kamboozia, A Khaki, S.M. Mirabdolazimi, Evaluation of performance and moisture sensitivity of glasphalt mixtures modified with nanotechnology zycosoil as an anti-stripping additive, *ELSERVIER, Construction and Building Materials* 78, 2015 pages 68-68.

H. Delgado, Comportament á la Fatigue d'Enrobés Bitumineux Renforcés de Fibres Végetales, Memoria de Maestría en investigación, Instituto Nacional de Ciencias Aplicadas de Lyon, 2008.

H. Delgado, L. Arnaud, Investigation of the fatigue properties of asphalt mixtures reinforced with natural fibers. 5th International conference: bituminous mixtures and pavements, Tesalónica, Grecia, Junio 2011.

J Yang, S Tighe, A review of advances of Nanotechnology in asphalt mixtures, 13th COTA International Conference of Transportation Professionals (CICTP 2013), *ELSERVIER, Procedia - Social and Behavioral Sciencices* 96 (2013) pages 1269-1276.

J. C. García Q, Viscoelasticidad lineal, Universidad de Alicante, departamento de Ingeniería Química, España, 2008. Disponible: <http://rua.ua.es/dspace/bitstream/10045/3624/1/tema3RUA.pdf>

J. E. García, Evaluación de la resistencia a la fatiga en mezclas asfálticas, Tesis de Licenciatura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México 2013.

Normativa para la infraestructura del transporte, normativa SCT, características de los materiales, materiales para pavimentos, materiales asfálticos, aditivos y mezclas, calidad de materiales asfálticos modificados, 2006.

P. Garnica, H. Delgado, C. Sandoval, Análisis de varianza del efecto de algunos factores que influyen en la deformación permanente de mezclas asfálticas, *Publicación Técnica No. 272*, San Fandila, Qro. 2005.

Perraton D., Baaj H., Di Benedetto H., Paradis M., Evaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai : aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2003, n°30, pp. 902-913.

QuimiKao, Aditivos promotores de adherencia, Folleto Técnico QuimiKao, Guadalajara, Jalisco, 2010.

R. B. McGennis, S. Shuler, H. U. Bahia, Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de SUPERPAVE, *ASPHALT INSTITUTE*, 1998.

R. Maxil, M. A. Salinas, Ventajas y desventajas del uso de polímeros en el asfalto, Tesis de Licenciatura, Universidad de las Americas Puebla, Cholula, Puebla, México,



2006

Disponible:

http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/maxil_c_r/capitulo2.pdf

Tsai B.W., Harvey J.T., Monismith C.L., High temperatura fatigue and fatigue damage process of aggregates-asphalt mixtures. Proceeding of the association of Asphalt Paving Technologists, 2002, p 365-407.

Y Nur, A Saleh, H Alattug, A Hamim, J Ahmad, The effects of moisture susceptibility and ageing conditions on nano-silica/polymer-modified asphalt mixtures, Construction and Building Materials, ELSEVIER, Volume 72, 2014, Pages 139-147.

Yang H. Huang, Pavement Analysis and Design, Second Edition, 2004, pp 309-317.

Yann Lefevre. Contribution à l'étude du comportement en fatigue des enrobés bitumineux: Etude de l'allongement des éprouvettes comme manifestation de l'endommagement diffus, Expérimentation-Modélisation. Tesis: Escuela Nacional de Caminos y Puentes, 2001.