



Instituto
Mexicano del
Transporte

COORDINACION DE INFRAESTRUCTURA

INFORME DE INVESTIGACIÓN

PROYECTO No. IE 13/14

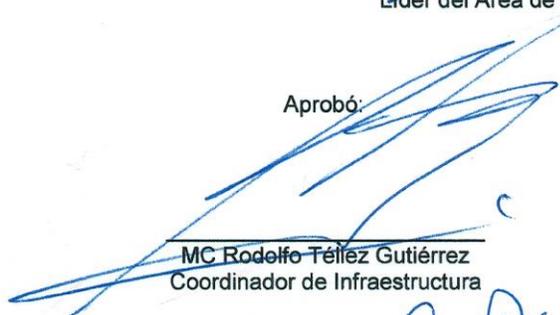
**CARACTERIZACIÓN DE PROPIEDADES DE DESEMPEÑO DE LIGANTES ASFÁLTICOS
MODIFICADOS CON ADITIVOS PROMOTORES DE ADHERENCIA**

Responsable del proyecto:


Dr. Horacio Delgado Alamilla
Líder del Área de Asfaltos y Mezclas Asfálticas

Autorizó:

Aprobó:


MC Rodolfo Téllez Gutiérrez
Coordinador de Infraestructura


M en I M en C José San Martín Romero
Director General

15 de enero de 2015

Este proyecto fue realizado en la división de laboratorios de Infraestructura por los investigadores, Dr. Horacio Delgado Alamilla, M.C. Mayra Flores Flores con la colaboración del Ing. Aldo Zayd Salazar Rivera, Ing. Yelitza Ayala del Toro.

Resumen

La necesidad de tener pavimentos de mejor calidad ante los constantes incrementos en los niveles e intensidades del tránsito ha llevado a desarrollar nuevos productos para modificar las características del ligante asfáltico. Las propiedades que en general se desean mejorar son la susceptibilidad a la deformación permanente y a la fatiga.

La evaluación de estas propiedades en la mezcla asfáltica consume muchos recursos ya que se necesita no solo de equipos especializados sino que también de personal altamente capacitado.

Por lo tanto, es importante realizar evaluaciones previas al asfalto y correlacionarlas con el desempeño de la mezcla asfáltica. En la actualidad existen diferentes metodologías para evaluar el desempeño del ligante asfáltico, sin embargo, ninguna de estas cuenta con una validación adecuada y diferentes investigadores tienen opiniones diversas en cuanto a la correcta forma de evaluación.

Esta investigación tuvo como finalidad evaluar la pertinencia de las cuatro metodologías más utilizadas internacionalmente en la evaluación de los dos principales criterios de falla de un pavimento asfáltico: Deformación permanente y fatiga. Así como la pertinencia de las mismas en un asfalto modificado con polímero SBS con un aditivo modificador de adherencia.

Los resultados obtenidos indicaron que las metodologías tienen que ser adaptadas para este tipo de materiales, y se requiere de validaciones adicionales en ensayos de desempeño sobre mezclas asfálticas.

Índice

Lista de Figuras	6
Lista de Tablas	9
1. Introducción	11
2. Generalidades de los aditivos promotores de adherencia	13
3. Caracterización del material asfáltico	15
3.1. Grado PG	17
3.2. Recuperación Elástica de Creep Repetido (MSCR)	19
3.3. Carga Cíclica Repetida (RCL)	21
3.4. Barrido de Amplitud Lineal (LAST)	22
4. Comportamiento de las mezclas asfálticas.....	24
4.1. Medición de las propiedades mecánicas de una mezcla asfáltica.....	24
4.2. Deformación permanente en mezclas asfálticas	25
4.3. Fatiga en mezclas asfálticas.....	26
4.3.1. Mecanismo de fatiga	26
4.3.2. Criterio clásico de fatiga	27
5. Actividades del proyecto.....	29
5.1. Muestreo de material pétreo.....	29
5.2. Calidad de material pétreo	29
5.3. Análisis de la estructura granulométrica.....	31
5.6. Fabricación de especímenes de ensayo de mezclas asfálticas	34
5.6.1. Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA).....	35
6. Resultados.....	37

6.1. Grado PG	37
6.2. Deformación permanente en asfaltos	57
6.3. Deformación permanente en mezclas asfálticas	67
6.4. Agrietamiento por fatiga en asfaltos	70
7. Conclusiones	87
8. Bibliografía.....	90
Anexo 1.....	94

Lista de Figuras

Figura 2-1 - Unión de moléculas de asfalto y agregado.....	13
Figura 3-1 - Comportamiento elástico y viscoso del asfalto.....	15
Figura 3-2 - Importancia de δ en la reología	16
Figura 3-3 - Respuesta esfuerzo-deformación de un material viscoelástico.....	16
Figura 3-4 - Ensayos <i>Superpave</i> para asfaltos.....	17
Figura 3-5 - Evaluación de Ligantes Asfálticos	18
Figura 3-6 - Ciclo 1, ensayo MSCR	19
Figura 3-7- Parámetro de conformidad vs. porcentaje de recuperación	20
Figura 3-8 - Resultados de fatiga en residuo de RTFO, $f=10$ Hz, $\gamma = 3\%$, $T = 20^{\circ}\text{C}$	21
Figura 3-9 - Cálculo de Ley de Fatiga en ensayo LAST	23
Figura 4-1 - Comportamiento «tipo» de una mezcla asfáltica a temperatura controlada, (ϵ) deformación – (N) Número de repeticiones de carga ^[02]	24
Figura 4-2 - Distinción de las tres fases del ensayo de fatiga.....	27
Figura 4-3 - Principio de obtención de la curva de Wöhler para un ensayo en control de fuerza.....	28
Figura 5-1 - Distribucion granulométrica de la mezcla de referencia	31
Figura 5-2 - Dosificación del agregado para la fabricación de las mezclas asfálticas	32
Figura 5-3 - Incorporación de aditivo al asfalto.	34
Figura 5-4 – Preparación de los materiales	35
Figura 5-5 – Ensayo en APA	36
Figura 5-6 - Compactación de vigas para ensayo de fatiga.....	37
Figura 5-7 - Vigas preparadas para ensayo de fatiga.....	37
Figura 6-1 - Variación de G^* y δ a 76°C en condición original.	39

Figura 6-2 - Variación de $G^*/\sin\delta$ a 76 °C en condición original.	40
Figura 6-3 - Variación de G^* y δ a 76 °C después de RTFO.	43
Figura 6-4 - Variación de $G^*/\sin\delta$ a 76 °C después de RTFO.....	44
Figura 6-5 - Comparativa de parámetros a 76 °C en condición original y después de RTFO. ...	46
Figura 6-6 - Variación de G^* a temperaturas intermedias después de PAV.	49
Figura 6-7 - Variación de $G^* \sin\delta$ a temperaturas intermedias después de PAV.....	49
Figura 6-8 - Variación de δ a temperaturas intermedias después de PAV.	50
Figura 6-9 - Variación de S y m a bajas temperaturas.	52
Figura 6-10 - Resultados de fracción SARA.	54
Figura 6-11 - Comparativa de fracciones en condición original.	55
Figura 6-12 - Comparativa de fracciones con residuo de RTFO.....	55
Figura 6-13 - Comparativa de fracciones con residuo de PAV.	56
Figura 6-14 - Ejemplo: resultados de Creep Repetido.....	57
Figura 6-15 - Resultados de Creep Repetido a 70 °C.	58
Figura 6-16 - Resultados de Creep Repetido a 76 °C.	58
Figura 6-17 - Influencia del aditivo a 70 °C.....	60
Figura 6-18 - Influencia del aditivo a 76 °C.....	60
Figura 6-19 - Influencia del aditivo a la ϵ permanente total.....	61
Figura 6-20 - Influencia de la temperatura a la ϵ permanente total.....	62
Figura 6-21 - Variación del J_{nr}	65
Figura 6-22 - Respuesta elástica a 70 y 76 °C.	66
Figura 6-23 - Resultados APA.	67
Figura 6-24 - Comparativa APA a 64 y 76 °C.	69

Figura 6-25 - G^* en RCL.	71
Figura 6-26 - Ciclo de falla para RCL.....	72
Figura 6-27 - Resultados de RCL Modificado.	74
Figura 6-28 - Ciclo de falla para RCL Modificado.	75
Figura 6-29 - Resultado: Barrido de frecuencias.	77
Figura 6-30 - $\log(\omega)$ vs. $\log[G'(\omega)]$	77
Figura 6-31 - Resultado: Barrido de deformaciones.	78
Figura 6-32 - Curva para Ley de Fatiga	80
Figura 6-33 - Resultados LAST - Residuo de RTFO.	80
Figura 6-34 - Ley de Fatiga para 20 °C.	81
Figura 6-35 - Ley de Fatiga para 28 °C.	81
Figura 6-36 - Localización de PF en residuo de RTFO.....	85

Lista de Tablas

Tabla 2.1 - Composición general de aditivos químicos.....	14
Tabla 3.1 - Grados de desempeño, MSCR.....	21
Tabla 3.2 - Generalidades del ensayo RCL.....	22
Tabla 3.3 - Generalidades del ensayo LAST.....	23
Tabla 5.1 - Resultados de la caracterización del material grueso.....	30
Tabla 5.2 - Resultados de la caracterización del material fino.....	30
Tabla 5.3 - Ensayos en el Reómetro de Corte.....	33
Tabla 5.4 - Materiales de Investigación.....	34
Tabla 6.1 - Resultados de viscosidad a 135 °C.....	37
Tabla 6.2 - Variación de viscosidad entre muestras.....	38
Tabla 6.3 - Resultados de DSR en condición original.....	38
Tabla 6.4 - Variación entre ligantes en condición original a 76 °C.....	40
Tabla 6.5 - Resultados del cambio de masa en RTFO.....	41
Tabla 6.6 - Variación de la pérdida de masa entre muestras.....	41
Tabla 6.7 - Resultados de DSR después de RTFO.....	42
Tabla 6.8 - Variación entre ligantes después de RTFO a 76 °C.....	44
Tabla 6.9 - Comparativa de parámetros a 76 °C en condición original y después de RTFO.....	45
Tabla 6.10 - Grado PG a altas temperaturas.....	47
Tabla 6.11 - Resultados de DSR después de PAV.....	48
Tabla 6.12 - Resultados de BBR.....	51
Tabla 6.13 - Grado PG a bajas temperaturas.....	53
Tabla 6.14 - Grado PG de ligantes asfálticos.....	53

Tabla 6.15 - Deformación permanente total.....	59
Tabla 6.16 - Variación del incremento en la deformación con el cambio de temperatura, entre ligantes.	62
Tabla 6.17 - Influencia de la carga en la deformación permanente total.	63
Tabla 6.18 - Resultados de Creep Repetido.....	64
Tabla 6.19 - Variación de R_{diff} y $R_{diff Jnr}$ a 70 y 76 °C.	64
Tabla 6.20 - Clasificación por MSCR.	66
Tabla 6.21 - Resultados de probetas.	68
Tabla 6.22 - Evaluación de ligantes en función del nivel de tránsito.....	69
Tabla 6.23 - Parámetros de entrada de ensayo RCL.	71
Tabla 6.24 - Parámetros de entrada de ensayo RCL Modificado	73
Tabla 6.25 - Comparativa de ciclos de falla, RCL Modificado.....	75
Tabla 6.26 - Datos para cálculo de método LAST.	78
Tabla 6.27 - Ejemplo de cálculo del daño acumulado y ajuste de curva para $30 < t < 80$	79
Tabla 6.28 - Coeficientes para ley de fatiga.....	79
Tabla 6.29 - Variación de N_f a 20 °C.	82
Tabla 6.30 - Variación de N_f a 28 °C.	83
Tabla 6.31 - Variación de esfuerzos - Residuo de RTFO.	84
Tabla 6.32 - Punto de fusión en residuo de RTFO.	85

1. Introducción

El incremento en el volumen del tránsito vehicular y en niveles de carga, ha generado la necesidad de utilizar materiales para pavimentos con mayor resistencia. La resistencia de una mezcla asfáltica está relacionada con la rigidez del ligante, la volumetría de la mezcla y la interacción entre la unión del ligante y el agregado. Para mejorar la rigidez del ligante asfáltico actualmente existe la práctica de adicionar asfaltos, ya sea con polímeros u otros materiales que aumenten su resistencia a corto y largo plazo. Estos modificadores tienen la particularidad de mejorar las propiedades mecánicas del asfalto para aumentar su resistencia e inclusive incrementar el rango de temperaturas máxima y mínima de acuerdo a la caracterización por Grado PG del método Superpave.

Las especificaciones Superpave para ligantes asfálticos fueron realizadas en su mayor parte con cementos asfálticos no modificados, que eran los más utilizados en esa época Bahia *et. al.* (2001), Lo anterior llevó a que no fueran validadas dichas especificaciones y los métodos de prueba para ligantes con modificadores, ya que las propiedades evaluadas se encuentran en la región viscoelástica lineal del ligante y no capturan apropiadamente la respuesta viscoplástica de estos.

En el Reporte 459 del NCHRP se concluyó que la actual especificación generalmente subestima el desempeño potencial de los asfaltos modificados. En dicha investigación se hace referencia a los parámetros y protocolos de pruebas sugeridos para la especificación, los cuales fueron desarrollados para tres conceptos: (1) deformación permanente, evaluada por medio del parámetro de conformidad, J_{nr} , en un ensayo de Recuperación Elástica de Creep Repetido (MSCR); (2) agrietamiento por fatiga, evaluada con el número de ciclos requeridos para la propagación de la grieta, N_p , por medio de un ensayo de Carga Cíclica Repetida (RCL); y (3) agrietamiento por baja temperatura, una medida directa de la temperatura de transición-vítrea del ligante combinada con esfuerzo y deformación de falla para una tasa de enfriamiento de diseño en una región específica.

Otro factor, mencionado previamente, que incide en el buen desempeño de una mezcla asfáltica, es la interacción entre la unión del ligante y el agregado. La falta de interacción entre

el agregado y el asfalto se conoce como pérdida de adherencia; una situación típica de la pérdida de adherencia es la pérdida gradual de la resistencia con el paso de los años, la que causa varias manifestaciones en la superficie del pavimento, como son: roderas, corrugaciones, agrietamiento, baches, etc. (Xiao & Amirkhanian, 2010). Una forma de prevenir la pérdida de adherencia en un pavimento es mediante el uso de agentes o aditivos promotores de adherencia. Los aditivos de adherencia se incorporan al ligante asfáltico para posteriormente mezclarse con el agregado y constituir la mezcla asfáltica. Los agentes de adhesión son generalmente especificados para mejorar el desempeño de una mezcla que es susceptible al daño por humedad.

2. Generalidades de los aditivos promotores de adherencia

De acuerdo a Rebollo *et. al.* (2008), un aditivo mejorador de adherencia es un producto tensoactivo, el cual actúa como agente de superficie (Figura 2-1), que incorporado al ligante mejora la adherencia, orientando las moléculas más polares del ligante hacia el árido para neutralizar las cargas electrostáticas de la superficie mineral. Algunos de los agentes, según Xiao & Amirkhanian (2010), más utilizados como aditivos de adherencia son: cal hidratada; agentes líquidos, como aminas, di-aminas y polímeros líquidos; y finalmente agentes sólidos, como el cemento Portland, cenizas y polvo de combustión. Los contratistas de carreteras usualmente prefieren los aditivos líquidos, debido a su costo y facilidad de aplicación al asfalto.

Morea, Marcozzi, & Castaño (2012), comentan que existen distintos tipos de aditivos, algunos de ellos modifican el comportamiento reológico de los asfaltos (cera o parafina) mientras que otros, en teoría, mantienen las propiedades reológicas inafectadas (aditivos químicos). Por otro lado, la cantidad óptima del aditivo se obtiene realizando ensayos donde se evalúe la efectividad de éstos, donde según Oliveira, Silva, Abreu, & Gonzalez-Leon (2012), la cantidad óptima varía entre un 0.3% y un 0.6%, ya que es poco lo que se requiere para lograr la perfecta unión entre el ligante asfáltico y los agregados.

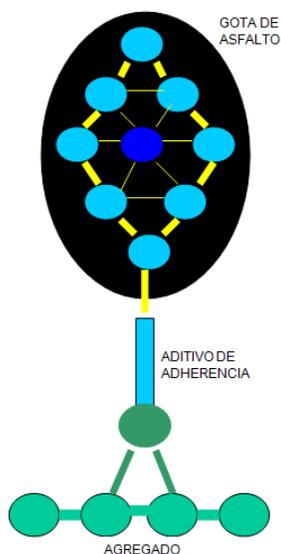


Figura 2-1 - Unión de moléculas de asfalto y agregado.

Fuente: Gutiérrez (2003)

Gutiérrez (2003) menciona que el aditivo mejorador de adherencia son sustancias que reducen o modifican la energía de enlace en el exterior de la gota de asfalto debido a que este consta de una molécula afín al asfalto y otra afín al agregado, reduciendo así la diferencia de energía de enlace entre asfalto y agregado.

De los agentes líquidos, existen tensoactivos catiónicos donde la parte afín al agregado tiene carga positiva, es decir, estos productos provienen de reaccionar ácido graso de sebo (cadena de 18 carbonos afín al asfalto o a la grasa) con amoníaco (grupo amínico afín al agua o al agregado); mientras que otro tipo es un tensoactivo aniónico, donde la parte afín al agregado es negativa, debido a que el grupo funcional afín al agregado es un esterfosfato.

Tabla 2.1 - Composición general de aditivos químicos.

Parte compatible con Asfalto	Parte compatible con el Agregado
	
Cadena de 20 carbonos (R ₂₀)	Aminas
Cadena de 20 carbonos (R ₁₈)	Carbonilos
Cadena de 20 carbonos (R ₁₂)	Oxidrilos
Cadena de 20 carbonos (R ₁₀)	Imidazolinas
Mezclas de los anteriores	Amidas

Fuente: Gutiérrez (2003)

3. Caracterización del material asfáltico

Debido a que el comportamiento del asfalto es dependiente del tiempo y de la temperatura se utiliza un reómetro de corte dinámico (DSR) para evaluar los efectos de ambos parámetros. Las propiedades reológicas que se determinan son el módulo complejo de corte (G^*) y el ángulo de fase (δ). El módulo complejo de corte es una medida de la resistencia total de un material asfáltico a la deformación cuando se somete a un esfuerzo de corte. El ángulo de fase es un indicador del desfase entre la aplicación de la carga y la reacción del material a esta carga, por lo cual es una medición de tiempo. Este parámetro permite definir, en conjunto con el módulo complejo de corte, la componente elástica (recuperable) y otra viscosa (no recuperable) del material asfáltico (Figura 3-1).

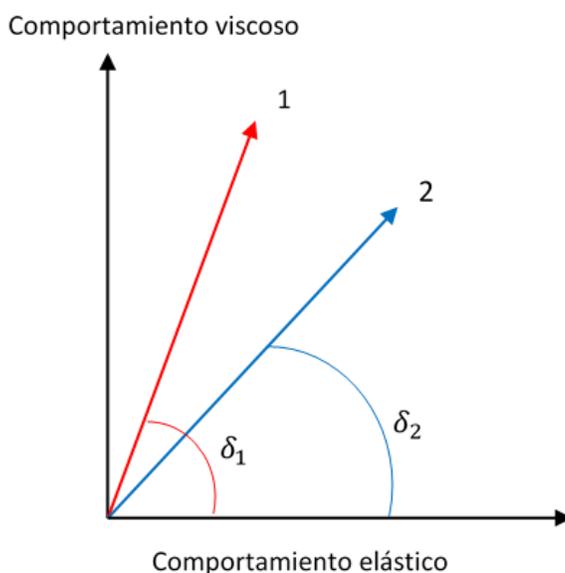


Figura 3-1 - Comportamiento elástico y viscoso del asfalto

En la figura anterior, el eje vertical indica un comportamiento puramente viscoso, ($\delta = 90^\circ$); se obtiene cuando el asfalto se encuentra a muy altas temperaturas (superiores a las temperaturas de trabajo del pavimento). Por otro lado, el eje horizontal indica un comportamiento puramente elástico, ($\delta = 0^\circ$); este se obtiene cuando el asfalto se encuentra a muy bajas temperaturas (inferiores a las temperaturas de trabajo del pavimento).

La importancia de evaluar el ángulo de fase y no solo el módulo de corte para determinar la resistencia de los asfaltos, reside en que dos ligantes asfálticos (A y B) pueden tener el mismo G^* , pero distinta proporción viscosa y elástica (δ), como se observa en la Figura 3-2. En dicho caso, el asfalto B tiene un mejor comportamiento, ya que su parte elástica es mayor que la del asfalto A. Esto quiere decir, que si una misma carga es aplicada a ambos asfaltos, el asfalto A tendrá más deformación no recuperable (permanente) que el asfalto B.

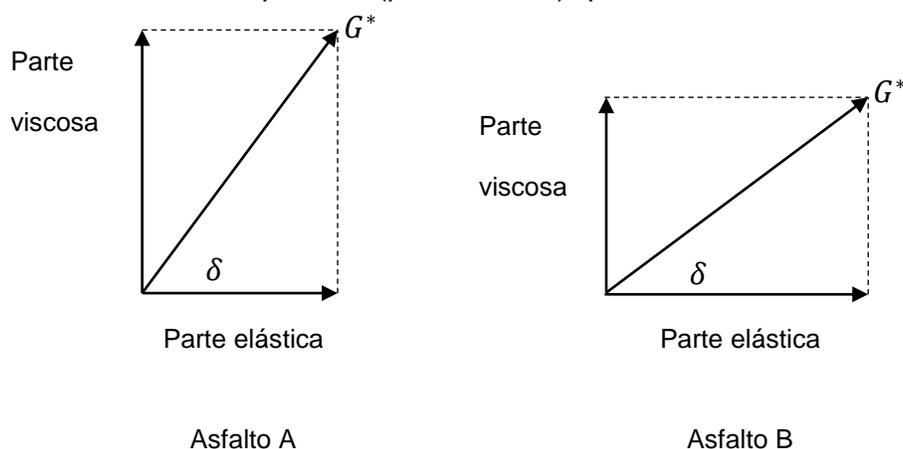


Figura 3-2 - Importancia de δ en la reología

Los parámetros G^* y δ se obtienen cuando —utilizando el DSR— se aplica una carga de manera oscilatoria a una muestra de asfalto, generando una onda sinusoidal como se observa en la Figura 3-3.

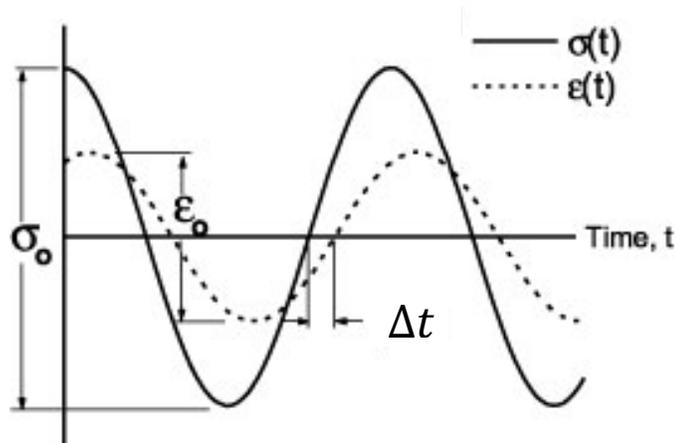


Figura 3-3 - Respuesta esfuerzo-deformación de un material viscoelástico

3.1. Grado PG

La caracterización por Grado PG se realiza de acuerdo a la norma ASTM D6373. A continuación se presenta un esquema de los equipos de mediciones reológicas y la función que cumple cada uno en la determinación de las propiedades del ligante.

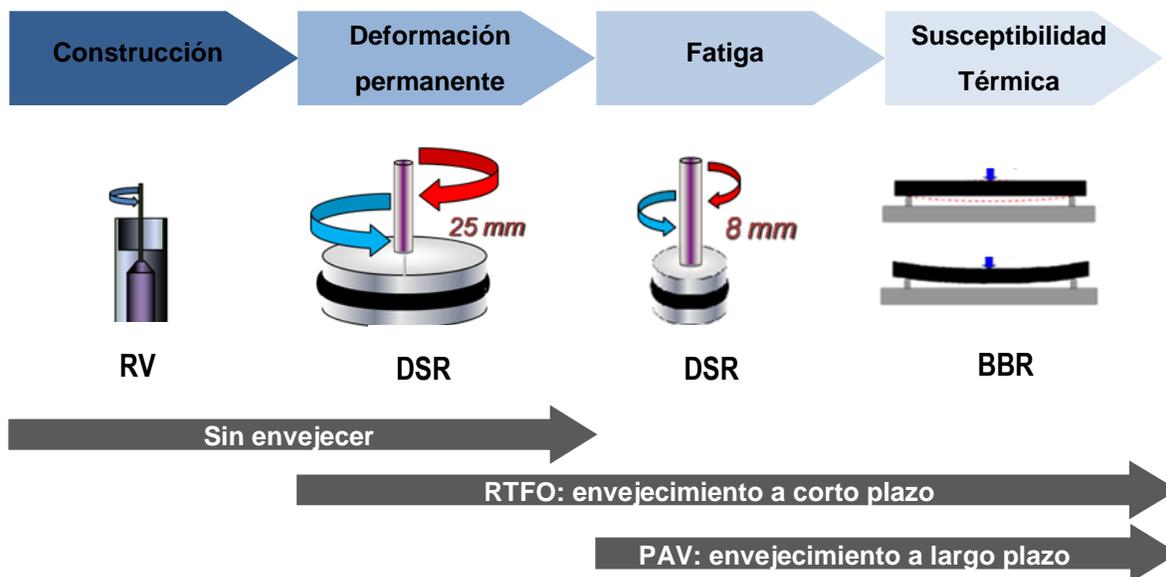


Figura 3-4 - Ensayos *Superpave* para asfaltos.

Fuente: (Asphalt Institute, 2001)

La secuencia de ejecución de la caracterización de los asfaltos por Grado PG se presenta en la en la primera etapa se presenta en la Figura 3-7, la cual está basada en la normativa americana para caracterización por Grado PG (ASTM D6373, 2013), donde se indican los requisitos de calidad para que un asfalto pueda desempeñarse adecuadamente en un área geográfica determinada.

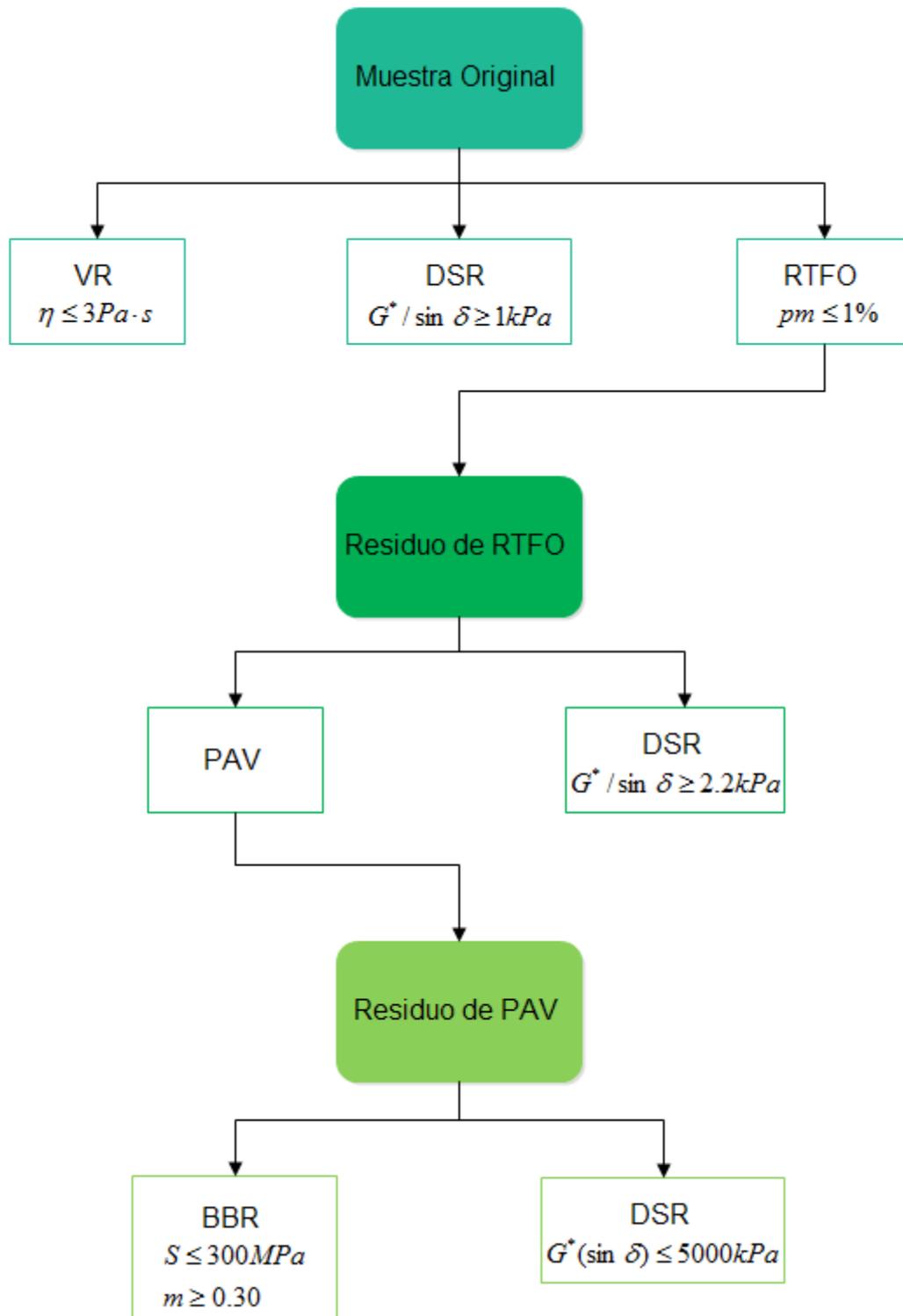


Figura 3-5 - Evaluación de Ligantes Asfálticos

3.2. Recuperación Elástica de Creep Repetido (MSCR)

La evaluación se realizó de acuerdo a la normativa AASHTO TP70-12. En este método se determina el porcentaje no recuperable del parámetro de conformidad, denominado J_{nr} . El porcentaje de recuperación tiene la intención de proporcionar un medio para determinar la respuesta elástica y la dependencia a dos niveles de esfuerzo diferentes, de ligantes modificados y no modificados, sujetos a diez ciclos de esfuerzo y recuperación.

El ensayo se ejecuta en el DSR con una muestra —residuo de RTFO— de 25 mm de diámetro y 1 mm de espesor y consiste en aplicar un esfuerzo controlado de 0.1 kPa durante 10 ciclos y posteriormente aplicar un esfuerzo de 3.2 kPa durante otros 10 ciclos. Cada ciclo consiste en la aplicación del esfuerzo durante 1 s y posteriormente 9 s de recuperación, resultando una duración total de 10 s por ciclo. Un ciclo de prueba se observa como en la Figura 3-6, donde se genera una deformación total durante el primer segundo y una deformación recuperada durante los nueve segundos siguientes. De los valores anteriores se obtiene la deformación no recuperable (permanente) por ciclo. La temperatura del ensayo es la obtenida como temperatura alta determinada con los ensayos de rigidez del Grado PG.

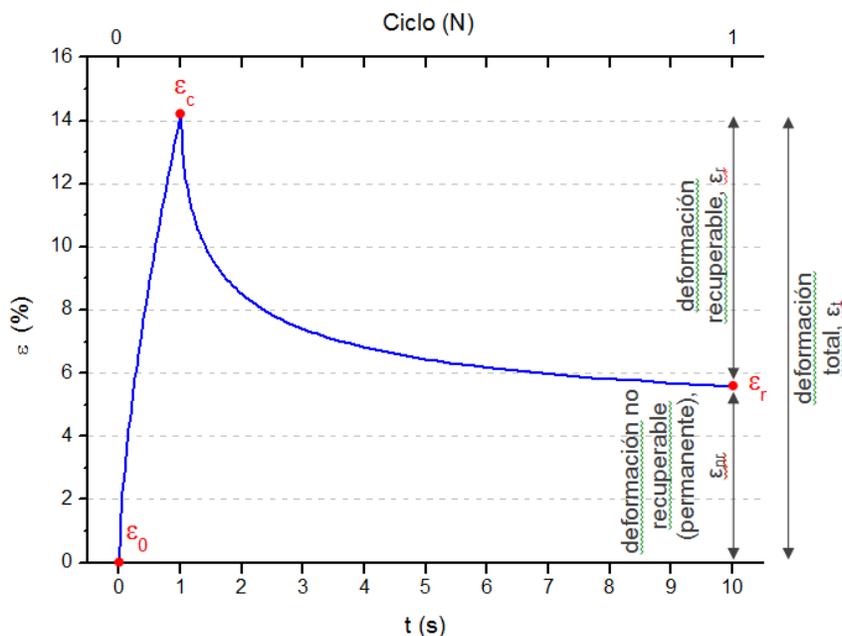


Figura 3-6 - Ciclo 1, ensayo MSCR

Una vez concluido el ensayo se registran las deformaciones al inicio y final de cada aplicación de carga para calcular los porcentajes de recuperación y parámetro de conformidad de acuerdo al procedimiento establecido en la norma. Una vez realizados los cálculos, se grafica el porcentaje de recuperación, $R_{3,2}$, contra el parámetro de conformidad, $J_{nr_{3,2}}$, de cada ligante asfáltico como lo indica el método de ensayo. El porcentaje de recuperación, R , tiene como objetivo determinar la respuesta elástica del ligante y su dependencia al esfuerzo aplicado. La curva en la Figura 3-7 se utiliza como indicador de la presencia de un polímero elastomérico.

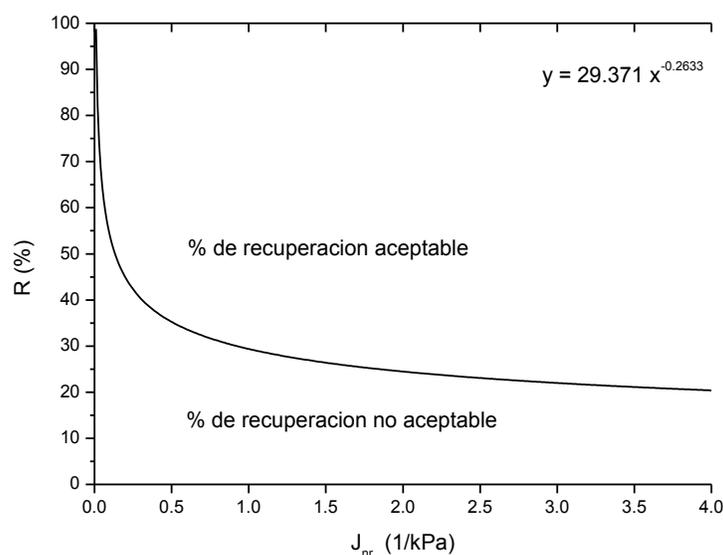


Figura 3-7- Parámetro de conformidad vs. porcentaje de recuperación

Finalmente, se realizó una clasificación por medio de la norma AASHTO MP19-10, la cual indica que el ligante se puede clasificar de acuerdo a su J_{nr} en cuatro distintos grados de desempeño, indicados en la Tabla 3.1. Estos grados se definen mediante una nueva clasificación PG, donde se sustituye el ensayo en el DSR después de RTFO en el por el ensayo MSCR para determinar la resistencia a la deformación permanente de los ligantes asfálticos.

Tabla 3.1 - Grados de desempeño, MSCR

Grado	Jnr _{3.2} (kPa ⁻¹)	ESALS (millones)	Velocidad de tránsito (km/h)
Estándar "S"	≤ 4.0	< 10	y > 70
Alto "H"	≤ 2.0	10 - 30	ó 20 - 70
Muy Alto "V"	≤ 1.0	> 30	ó < 20
Extremadamente Alto "E"	≤ 0.5	> 30	y < 20

3.3. Carga Cíclica Repetida (RCL)

El ensayo llamado Carga Cíclica Repetida (RCL) fue desarrollado utilizando el DSR en una prueba de barrido de tiempo. La prueba provee un método simple para aplicar una carga cíclica —en términos de esfuerzo o deformación controlada— a una temperatura y frecuencia seleccionada. En la Figura 3-8 se observa la evaluación de 9 ligantes durante la investigación del NCHRP 459, donde tres de ellos logran soportar más de 100,000 ciclos, mientras que en el rango lineal estos no figuran como los más resistentes.

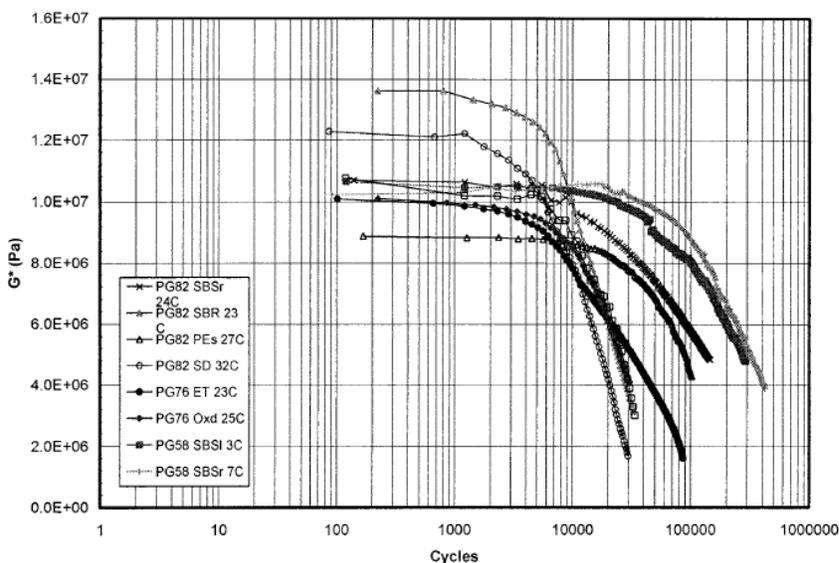


Figura 3-8 - Resultados de fatiga en residuo de RTFO, f=10 Hz, γ = 3%, T = 20°C

El método RCL se realiza en el DSR, donde una muestra de asfalto es sometida a un esfuerzo sinusoidal de acuerdo a las consideraciones de la Tabla 3.2. El ensayo se realizó en residuo de RTFO a una deformación controlada del 5% y frecuencia de 10 Hz.

Tabla 3.2 - Generalidades del ensayo RCL

Origen de la muestra	Residuo de RTFO o PAV	
Temperatura de ensayo	Intermedia	
Geometría	8 mm	
Espesor	2 mm	
Frecuencia	1.596 Hz	15.96 Hz
Esfuerzo controlado	500 kPa	1000 kPa
Deformación controlada	10%	5%
Ciclos requeridos aprox.	4,500	45,000
Duración de ensayo aprox.	50 min	

Finalmente se realizan los cálculos correspondientes para determinar la Proporción de Energía Disipada (DER) y por medio de esta, el ciclo de inicio de la grieta, N_p , definido como el ciclo en el que la línea de igualdad entre N y DER (45°), y la mayor tangente a la curva, se interceptan.

3.4. Barrido de Amplitud Lineal (LAST)

El ensayo Barrido de Amplitud Lineal (LAST) se lleva a cabo por medio del método AASHTO TP101-14, el cual determina la resistencia al daño por fatiga por medio de una carga cíclica (sinusoidal) e incrementando la amplitud de carga en forma lineal; la intención del ensayo es causar un daño acelerado por fatiga. El Enfoque de Daño Continuo se utiliza para calcular la resistencia a la fatiga a partir de las propiedades reológicas del ligante y los resultados del barrido de amplitud. El ensayo se realiza en el DSR de acuerdo a los parámetros mostrados en la Tabla 3.3, donde se divide en 2 etapas, siendo la primera un barrido de frecuencias a una deformación constante; mientras que la segunda es un barrido de deformaciones a frecuencia constante.

Tabla 3.3 - Generalidades del ensayo LAST

Origen de la muestra	Residuo de RTFO o PAV											
Temperatura de ensayo	Intermedia											
Geometría	8 mm											
Espesor	2 mm											
Etapas												
Etapas 1												
Deformación controlada (%)	0.1											
Barrido de frecuencias (Hz)	0.2	0.4	0.6	0.8	1	2	4	6	8	10	20	30
Etapas 2												
Frecuencia (Hz)	10											
Barrido de deformación (%)	0 - 30											
Ciclos requeridos	3,100											

Una vez realizado el ensayo, se realizan los cálculos indicados en la norma para determinar la ley de fatiga del ligante por medio del enfoque de Daño Continuo Viscoelástico (VECD), como se ilustra en la Figura 3-9.

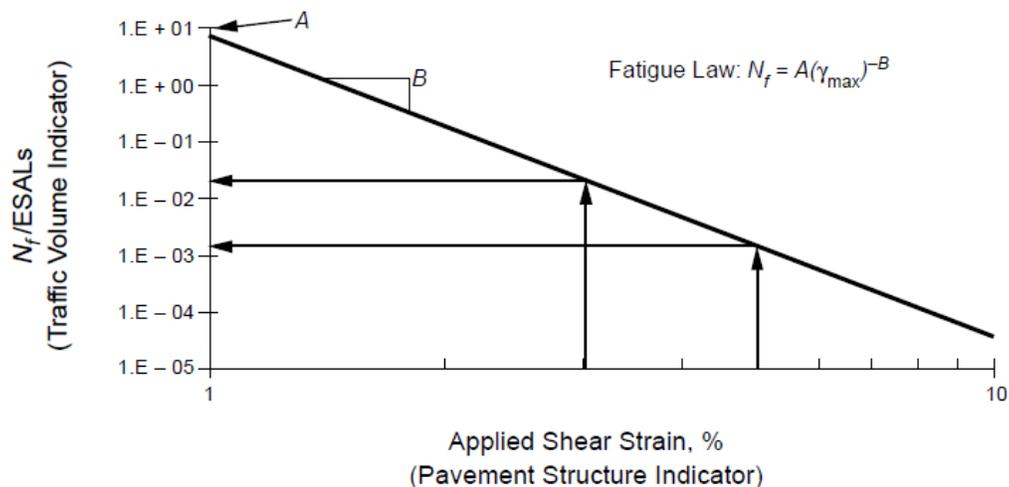


Figura 3-9 - Cálculo de Ley de Fatiga en ensayo LAST

4. Comportamiento de las mezclas asfálticas

Los pavimentos asfálticos presentan diversos deterioros, los más comunes son la deformación permanente y la fatiga. Estos deterioros pueden ser simulados en laboratorio considerando dos parámetros básicos como son la amplitud de deformación ($|\epsilon|$) y el número de ciclos de carga aplicados (N), con los cuales se pueden identificar cuatro clases de comportamientos principales ^[04], para el caso particular de este estudio solo se analizaron dos de estos comportamientos los cuales se escriben a continuación:

- 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».

La Figura 4-1 presenta un esquema de los comportamientos descritos en los puntos anteriores.

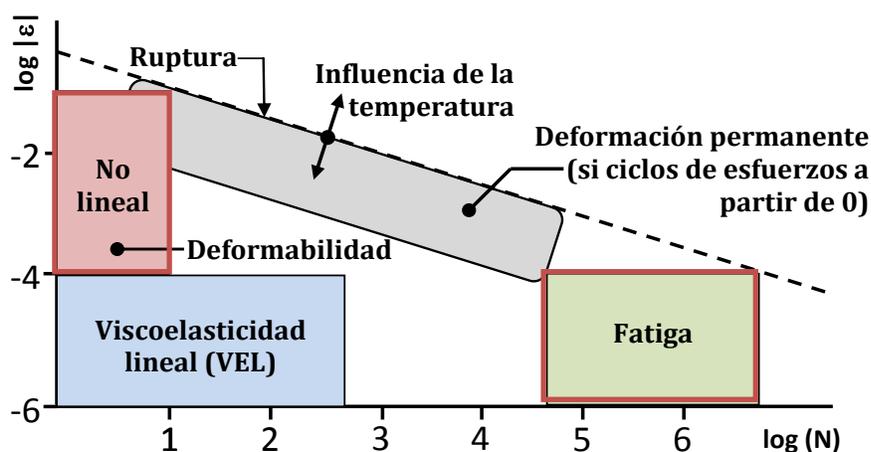


Figura 4-1 - Comportamiento «tipo» de una mezcla asfáltica a temperatura controlada, (ϵ) deformación – (N) Número de repeticiones de carga^[02]

4.1. Medición de las propiedades mecánicas de una mezcla asfáltica

Dos consideraciones se deben tomar en cuenta. La primera es el tipo de ensayo a utilizar y la segunda el tipo de señal de sollicitación a aplicar.

Existen diferentes tipos de ensayos de laboratorio para la determinación de la deformación permanente y propiedades a la fatiga de la mezcla asfáltica. Estos ensayos se pueden clasificar en dos grandes grupos: ensayos homogéneos y no homogéneos.

En el primer grupo se encuentran el ensayo triaxial, ensayo de compresión y/o tensión simple en probetas cilíndricas y ciertos ensayos de corte (cizallamiento). Los ensayos no homogéneos son los ensayos de flexión (en 2, 3 o 4 puntos) y el ensayo de compresión diametral.

La caracterización del desempeño de la mezcla asfáltica fue realizada mediante dos diferentes ensayos, el primero fue un ensayo empírico de rueda cargada, utilizando el Analizador de Pavimentos Asfálticos APA, la segunda caracterización fue realizada mediante el ensayo de viga de flexión en cuatro puntos, en donde se evalúa el comportamiento a la fatiga de la mezcla asfáltica.

4.2. Deformación permanente en mezclas asfálticas

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. En el siguiente capítulo se abunda en el tema de las deformaciones plásticas en las mezclas asfálticas, a fin de dar a conocer las causas de este tipo de deterioro, así como algunas medidas para mitigar el problema de funcionalidad y seguridad de los pavimentos flexibles.

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.

4.3. Fatiga en mezclas asfálticas

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 tracción que se acumulan a cada paso de los neumáticos.

4.3.1. Mecanismo de fatiga

Durante el ensayo de fatiga, independientemente de la sollicitación impuesta, se distinguen tres fases de evolución del módulo de rigidez en función del número de ciclos (Figura 4-2).

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.

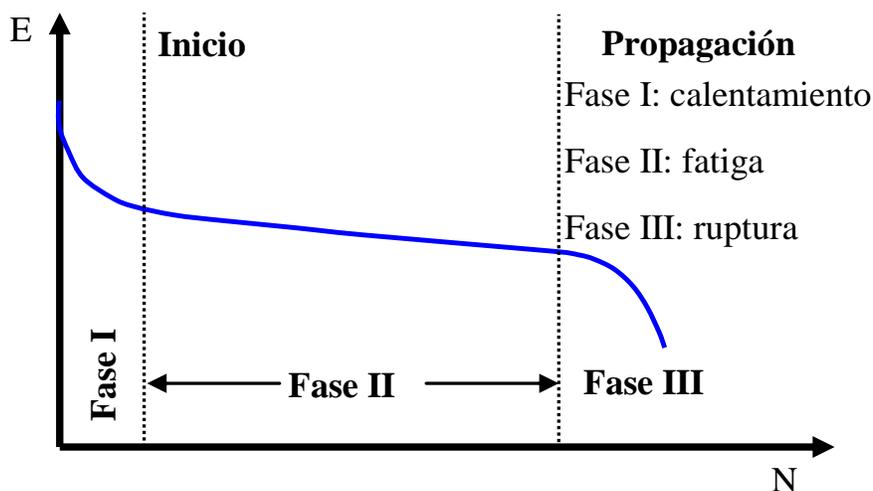


Figura 4-2 - Distinción de las tres fases del ensayo de fatiga

4.3.2. 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 4-3 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.

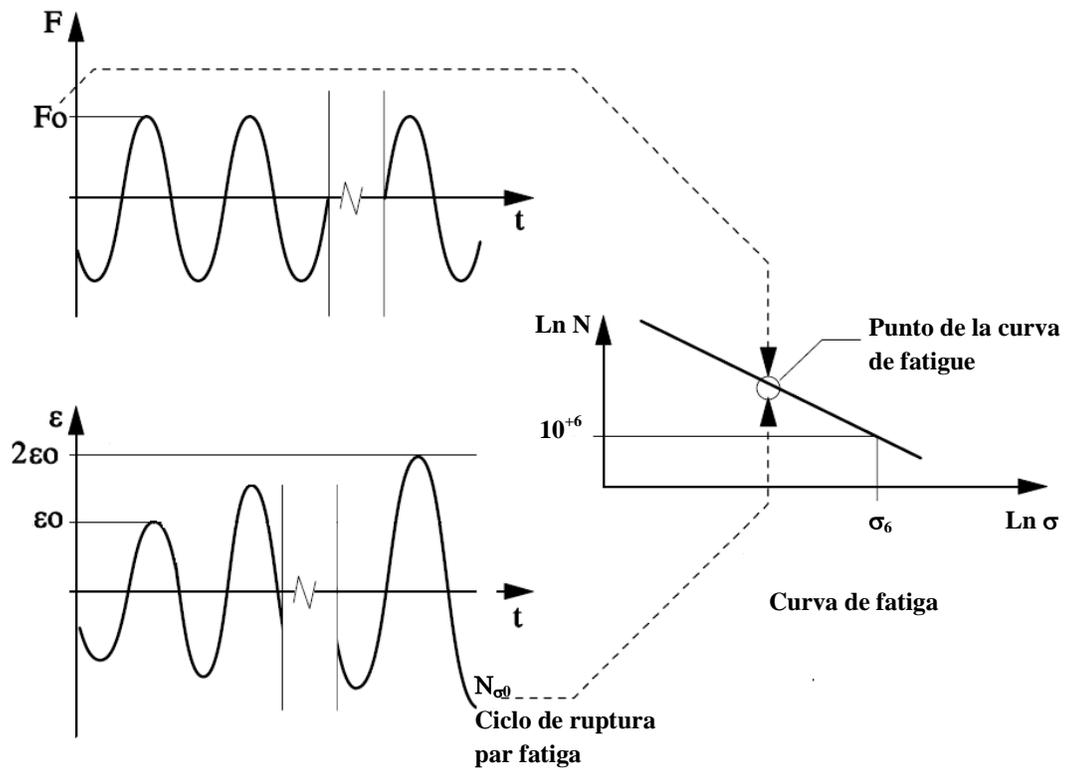


Figura 4-3 - Principio de obtención de la curva de Wöhler para un ensayo en control de fuerza

5. Actividades del proyecto

Para el proyecto no se realizó ningún tipo de diseño de mezcla asfáltica, ni verificación del mismo, debido a que solo se deseaba conocer el desempeño mecánico de la mezcla asfáltica con el asfalto con distinta concentración de aditivo después de realizar los ensayos de deformación permanente y fatiga. Por este motivo, únicamente se fabricaron especímenes para estos ensayos de desempeño.

5.1. Muestreo de material pétreo

El agregado utilizado fue producto de la trituración de roca basáltica, compuesto por grava y arena, proveniente del banco La Cañada ubicado en la localidad de Saldarriaga en el Marques, Qro.

5.2. Calidad de material pétreo

El material pétreo fue caracterizado de acuerdo con lo establecido en el protocolo AMAAC PA MA 01/2013. Diseño de mezclas asfálticas de alto desempeño. Este protocolo considera 10 ensayos para la caracterización física del material pétreo. Las tablas 4 y 5 indican las características del material pétreo.

De los resultados obtenidos se puede observar que el agregado utilizado del banco La Cañada no cumple con la especificación de azul de metileno, el cual obtuvo un valor de 28 mg/g y el límite de la especificación es 15 mg/g máximo.

Tabla 5.1 - Resultados de la caracterización del material grueso

Prueba	Norma	Banco La Cañada	Especificación
Gravedad específica, Gsb	ASTM C127-12	2.730	Min 2,4
Desgaste de Los Ángeles	ASTM C131-06	12%	30 % máximo
Desgaste Micro-Deval	ASTM D 6928-06	9%	15 % máximo
Intemperismo acelerado	ASTM C142-04	6%	15% máximo,
Caras Fracturadas	ASTM D5821-06	94%	90% mínimo
Partículas alargadas	ASTM D4791-05	0%	3:1, 15 % máximo
Partículas planas		5%	Planas + alargadas

Tabla 5.2 - Resultados de la caracterización del material fino

Prueba	Norma	Banco La Cañada	Especificación
Gravedad específica, Gsb	ASTM C127-12	2.574	Min 2,4
Azul de metileno	(AASHTO T330-07)	28	15 mg/g máximo
Equivalente de arena	(ASTM D2419-02)	53%	50% mínimo
Angularidad del agregado fino	(ASTM C1252-03)	46%	40% mínimo

5.3. Análisis de la estructura granulométrica

La estructura del agregado pétreo para la mezcla asfáltica fue compuesta de tres materiales granulares (dos gravas y una arena). Para definir la estructura granulométrica del estudio, se realizó el ensayo de granulometría en materiales gruesos y finos bajo la Norma ASTM C136-06. Los resultados se presentan en la Figura 5-1. Con estos materiales se pudo elaborar una granulometría densa.

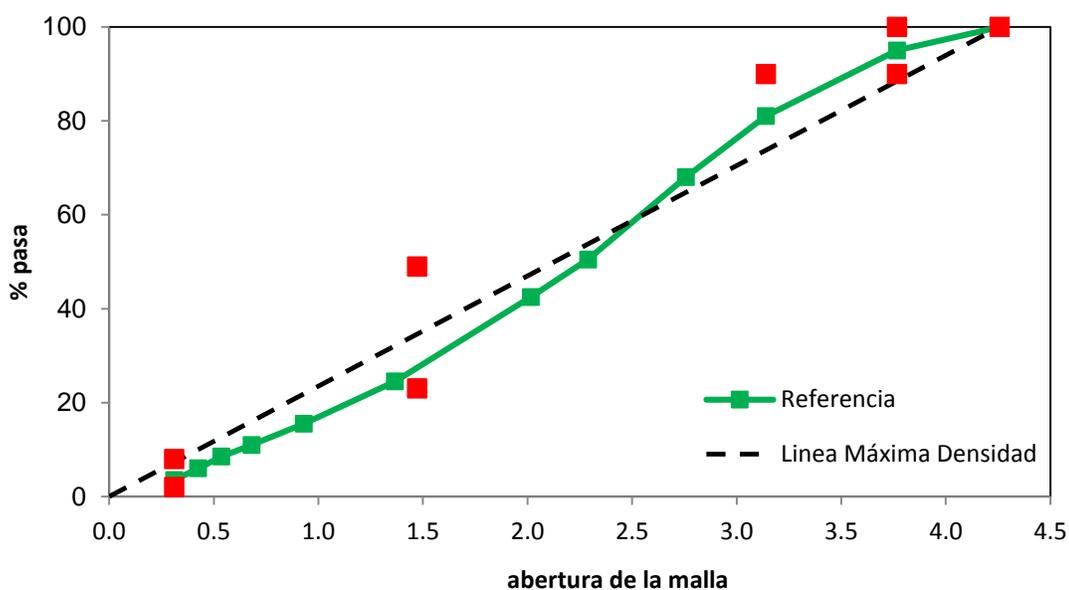


Figura 5-1 - Distribucion granulométrica de la mezcla de referencia



Figura 5-2 - Dosificación del agregado para la fabricación de las mezclas asfálticas

5.4. Calidad del material asfáltico

La caracterización por Grado PG comprende la evaluación básica de los ligantes asfálticos, la cual se realiza de acuerdo a la normativa ASTM D6373-13 para la determinación del Grado PG del ligante asfáltico. La metodología comprende 6 diferentes ensayos de laboratorio.

- 2 para control de producción: Punto de Inflamación Cleveland y Viscosidad Rotacional (RV).
- 2 para propiedades mecánicas: Propiedades reológicas en Reómetro de Corte Dinámico (DSR) y Rigidez en Reómetro de Viga a Flexión (BBR).
- 2 de envejecimientos: Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO) y Vasija de Envejecimiento a Presión (PAV).

El Punto de Inflamación Cleveland no fue evaluado debido a que es un parámetro de control de producción, el cual el proveedor determina y asegura al momento de suministrar el material. La viscosidad rotacional (η) se determinó a 135 °C para verificar su trabajabilidad bajo el criterio de $\eta \leq 3 \text{ Pa}\cdot\text{s}$.

En la metodología PG, el principal equipo es el DSR, el cual permite caracterizar las propiedades viscoelásticas del ligante asfáltico: módulo complejo de corte ($|G^*|$) y ángulo de fase (δ), a distintas temperaturas. La evaluación se realizó en tres diferentes condiciones del asfalto: "original" o "no envejecido" como parámetro de control para evitar un reblandecimiento de la mezcla en el proceso de fabricación, bajo el criterio de $|G^*|/\sin\delta = 1 \text{ kPa}$; envejecido en el RTFO para simular el proceso de mezclado, transportación y compactación evaluando la resistencia a la deformación permanente con el criterio de $|G^*|/\sin\delta = 2.2 \text{ kPa}$; y finalmente envejecido en PAV para simular el envejecimiento a largo plazo, evaluando la resistencia al agrietamiento por fatiga por medio del parámetro $|G^*|/\sin\delta < 5000 \text{ kPa}$.

Adicionalmente se realizó la evaluación de las propiedades reológicas del ligante a bajas temperaturas en el BBR, teniendo como criterios de evaluación la rigidez a flexión del asfalto ($S \leq 300 \text{ MPa}$) y el valor de la pendiente de la curva rigidez vs. tiempo ($m \geq 0.300$).

Tabla 5.3 - Ensayos en el Reómetro de Corte.

	Original	RTFO	PAV
Temperatura	Alta	Alta	Media
Rango de T (°C)	48 - 88	48 - 88	4 - 40
Geometría (mm)	25	25	8
Espesor (mm)	1	1	2
f (rad/s)	10		
γ (%)	12	10	1
Parámetro	Deformación		Fatiga
	$G^*/\sin\delta$	$G^*/\sin\delta$	$G^*\sin\delta$
Referencia (kPa)	1	2	5000

Fuente: Elaboración propia a partir de ASTM D7175 (2008).

La temperatura PG alta se determinó como la que resultó de acorde con el parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, establecido tanto en condición original como envejecido en RTFO. Por otro lado, la temperatura baja del Grado PG se determinó como la que cumple con el parámetro de fatiga, $G^*\sin\delta$, y con el parámetro de rigidez, S , y la pendiente, m . Es importante mencionar que el ensayo de fatiga en el DSR después de PAV se ejecutó también a 20 °C para obtener un parámetro comparable con el desempeño de la mezcla asfáltica, el cual se ejecuta a dicha temperatura.

5.5. Fabricación de ligantes asfálticos a evaluar

La evaluación se realizó a un asfalto modificado con SBS, denominado "A", el cual se adicionó con aditivo de adherencia "Kaoamin 14" de la empresa Quimikao, en distintas concentraciones. El aditivo se incorporó en porcentaje de masa del ligante de acuerdo a lo indicado en la Tabla 5.4. Este fue mezclado en el asfalto mediante un agitador mecánico (Figura 5-3) durante 5 min

a una velocidad de 600 rpm para asegurar la incorporación del producto, de acuerdo a la recomendación del fabricante. El ligante asfáltico se calentó a una temperatura de 135 °C para mantener su fluidez.



Figura 5-3 - Incorporación de aditivo al asfalto.

Tabla 5.4 - Materiales de Investigación

Material de base	Concentración de aditivo	Nomenclatura
Ligante Asfáltico Modificado SBS "A"	0.0%	A0.0
	0.3%	A0.3
	0.5%	A0.5
	0.7%	A0.7

5.6. Fabricación de especímenes de ensayo de mezclas asfálticas

Para la fabricación de la mezcla asfáltica se utilizaron los 4 ligantes fabricados previamente (A0.0, A0.3, A0.5, A0.7) y el agregado pétreo de La Cañada, dando como resultado 4 mezclas distintas como se indica en la Figura 5-4.

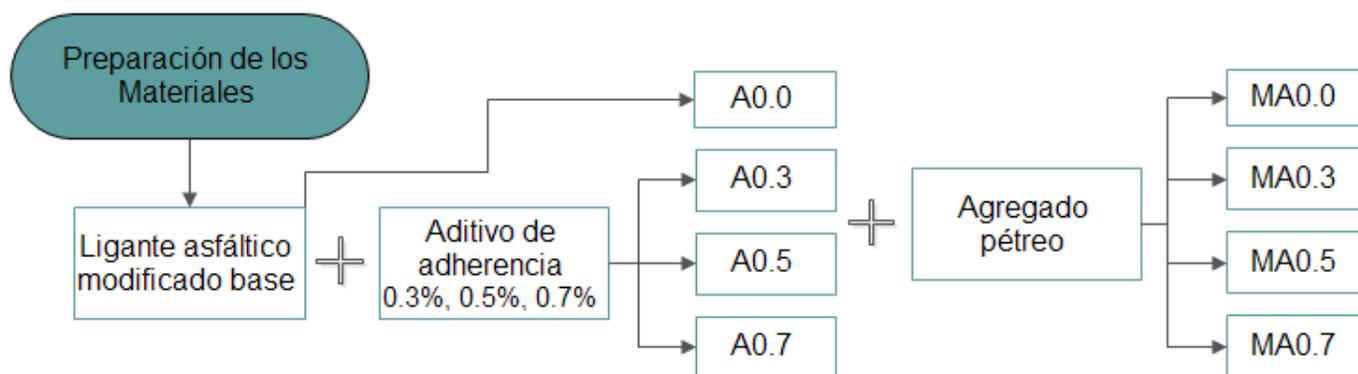


Figura 5-4 – Preparación de los materiales

5.6.1. Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA)

El objetivo principal de este ensayo es determinar la susceptibilidad a la deformación permanente de una mezcla asfáltica mediante un dispositivo de una rueda cargada. La susceptibilidad a la deformación permanente de las mezclas asfálticas se evaluó mediante la colocación de muestras prismáticas bajo cargas de ruedas repetitivas y midiendo la cantidad de deformación permanente bajo la trayectoria de la rueda. El Analizador de Pavimentos Asfálticos (APA) cuenta con un sistema de adquisición de datos automatizada, que obtiene las mediciones de cada carril y muestra estas mediciones en un formato numérico y gráfico. Cinco medidas se pueden tomar durante una sola pasada a través de una muestra prismática y dos medidas se pueden tomar durante una pasada en una muestra cilíndrica.

La carga de la rueda del APA es controlable y la presión de contacto es representativa de las condiciones reales de campo. Cada muestra puede ser sometida a un nivel de carga diferente (hasta 113 kg/250 libras) resultando en contacto presiones de hasta 200 psi (1378 kPa). Muestras primaticas por carril, o seis cilíndricas (giratoria, vibratoria, núcleos de carretera), muestras en tres moldes de diseño especial pueden ser probados bajo condiciones de temperatura controlable y en ambientes secos o sumergidos en agua. El tiempo de prueba para una evaluación completa de deformación permanente es de 2 horas y 15 minutos (8000 ciclos).



Figura 5-5 – Ensayo en APA

5.6.2. Viga a Flexión en 4 Puntos

Para el ensayo de flexion repetida en viga de cuatro puntos, se compactaron vigas con un porcentaje de vacíos de aire de $4 \pm 1\%$ en un compactador lineal (Figura 5-6). Posteriormente se almacenaron durante 10 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 y 380 mm de largo), como se observa en la Figura 5-7. Los contenidos de vacíos de aire de las probetas asfálticas, obtenidos después del cortar las probetas, están en un rango de $4 \pm 1\%$.



Figura 5-6 - Compactación de vigas para ensayo de fatiga



Figura 5-7 - Vigas preparadas para ensayo de fatiga

6. Resultados

6.1. Grado PG

Viscosidad rotacional

En la Tabla 6.1 se observan los resultados de la viscosidad rotacional, η , a 135 °C, los cuales no sobrepasan el valor máximo establecido por normativa (3 Pa·s). Por otro lado, se puede notar como la viscosidad del asfalto se ve afectada por la inclusión de aditivo, presentándose una ligera reducción con el incremento en la concentración del mismo. La variación se considera significativa debido a que supera el porcentaje permitido, 3.5%, por repetitividad del ensayo entre los ligantes.

Tabla 6.1 - Resultados de viscosidad a 135 °C.

Viscosidad (Pa·s)			
A0.0	A0.3	A0.5	A0.7
1.100	1.050	0.976	0.962

Tabla 6.2 - Variación de viscosidad entre muestras.

Muestras	Variación
A0.0-0.3	-4.5%
A0.3-0.5	-7.0%
A0.5-0.7	-1.4%
A0.0-0.5	-11.3%
A0.0-0.7	-12.5%

DSR en condición original

En la Tabla 6.3 se presentan los resultados del ensayo en el DSR en condición original para una temperatura de 76°C. Inicialmente, se puede observar que los cuatro ligantes evaluados cumplen con el grado de desempeño a 76 °C (PG 76) en condición original; sin embargo, se observan dos comportamientos particulares.

Tabla 6.3 - Resultados de DSR en condición original.

Muestra	T	δ	G'	G''	G^*	$G^*/\sin\delta$
	°C	°	kPa	kPa	kPa	kPa
A0.0	76	69.38	0.553	1.469	1.569	1.677
A0.3	76	69.91	0.403	1.103	1.174	1.250
A0.5	76	69.15	0.364	0.956	1.023	1.094
A0.7	76	69.47	0.348	0.928	0.991	1.058

El primero es que existe una disminución en la rigidez del asfalto, representada en una disminución de G^* , con el incremento de la concentración del aditivo. El segundo es que se observa como el ángulo de fase, δ , se mantiene constante sin importar la concentración del aditivo (Figura 6-1). Esto se puede traducir en una proporción estable entre la parte viscosa y la parte elástica del material independientemente de la cantidad de aditivo que se utilice. Estos

valores de δ se consideran constantes debido a que la variación entre muestras es mínima, no sobrepasó el 1.1% (Tabla 6.4); dicha variación se puede atribuir a la dispersión del ensayo, el cual puede ser hasta de 6.4%.

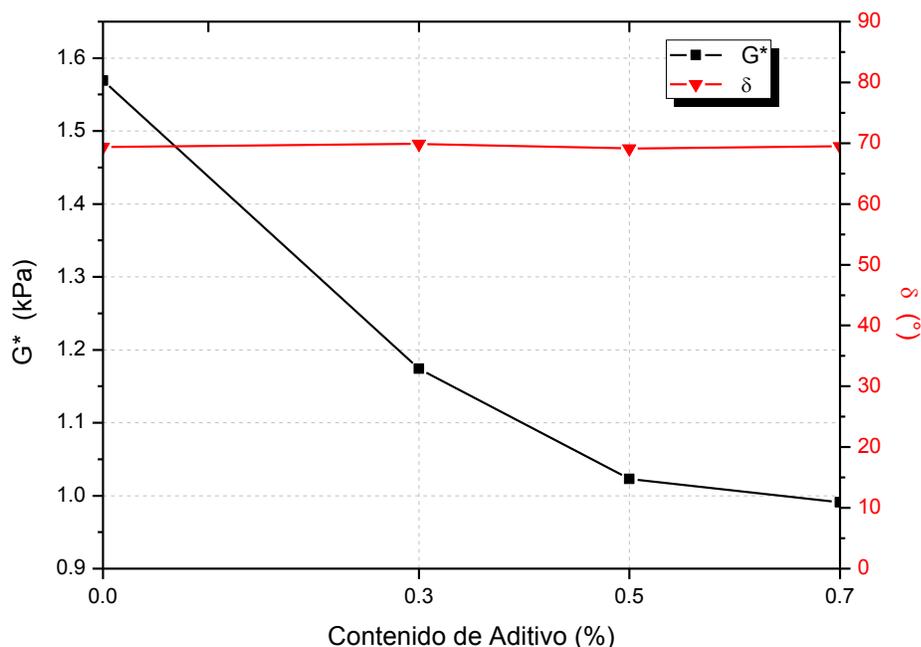


Figura 6-1 - Variación de G^* y δ a 76 °C en condición original.

Por otro lado, el parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, observado en la Figura 6-2, fue disminuyendo a medida que la concentración de aditivo aumentaba, llegando casi al límite de la clasificación por Grado PG en condición original (mínimo 1 kPa). Esto, se podría decir, es evidente, ya que al disminuir el módulo de corte y tener ángulos de fase con valores constante, el parámetro de deformación disminuirá en la misma proporción que el módulo G^* al ser directamente proporcionales.

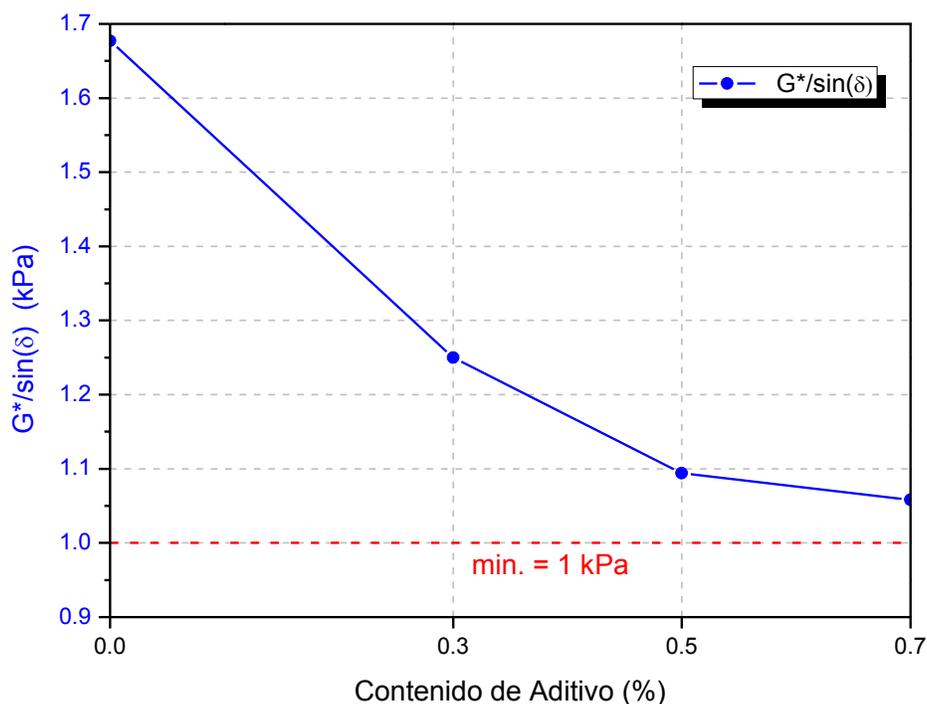


Figura 6-2 - Variación de $G^*/\sin\delta$ a 76 °C en condición original.

Tabla 6.4 - Variación entre ligantes en condición original a 76 °C.

Muestras	Variación Porcentual		
	G^*	δ	$G^*/\sin\delta$
A0.0-0.3	-25.2%	0.8%	-25.5%
A0.3-0.5	-12.9%	-1.1%	-12.5%
A0.5-0.7	-3.1%	0.5%	-3.3%
A0.0-0.5	-34.8%	-0.3%	-34.8%
A0.0-0.7	-36.8%	0.1%	-36.9%

Envejecimiento a corto plazo

La Tabla 6.5 presenta el cambio de masa por envejecimiento en RTFO. De los datos se observa que la inclusión del aditivo no afecta el porcentaje de pérdida de masa de asfalto, ya

que las pequeñas variaciones observadas (Tabla 6.6) están asociadas a las repetibilidad del ensayo.

Tabla 6.5 - Resultados del cambio de masa en RTFO.

Cambio de Masa			
A0.0	A0.3	A0.5	A0.7
-0.279%	-0.273%	-0.282%	-0.279%

Tabla 6.6 - Variación de la pérdida de masa entre muestras.

Muestras	Variación
A0.0-0.3	-2.1%
A0.3-0.5	3.1%
A0.5-0.7	-0.8%
A0.0-0.5	1.0%
A0.0-0.7	0.2%

Tabla 6.7 se muestran los resultados para tres temperaturas de cada ligante asfáltico. Estos valores corresponden a la temperatura donde el parámetro de deformación cumple con el mínimo por norma (2.2 kPa), el inmediato superior al mínimo, y el inmediato inferior. Lo anterior es para poder observar el cambio en el parámetro de deformación dependiendo de la temperatura para cada ligante.

Tabla 6.7 - Resultados de DSR después de RTFO.

Muestra	T	δ	G'	G''	G^*	$G^*/\sin\delta$
	°C	°	kPa	kPa	kPa	kPa
A0.0	76	58.53	1.929	3.152	3.695	4.332
	82	61.02	1.057	1.909	2.182	2.495
	88	64.92	0.540	1.153	1.273	1.406
A0.3	70	62.23	1.946	3.696	4.177	4.721
	76	63.83	1.050	2.138	2.382	2.654
	82	66.76	0.542	1.262	1.374	1.495
A0.5	64	63.7	2.870	5.808	6.479	7.227
	70	64.68	1.523	3.219	3.561	3.940
	76	66.71	0.784	1.821	1.983	2.159
A0.7	64	64.69	2.604	5.507	6.092	6.739
	70	65.86	1.354	3.021	3.311	3.629
	76	67.89	0.694	1.708	1.843	1.990

En la Figura 6-3, se observa nuevamente como el módulo complejo de corte, G^* , fue disminuyendo con el incremento en la concentración de aditivo; esto indica una pérdida en la resistencia al esfuerzo cortante también después de envejecido el ligante. Por otro lado, se puede observar como el ángulo de fase, δ , tiende a incrementarse conforme aumenta el contenido de aditivo hasta un 16% respecto al ligante A0.0 (Tabla 6.8). La comparativa en la se realizó a la misma temperatura, 76°C, para que exista coherencia en los resultados.

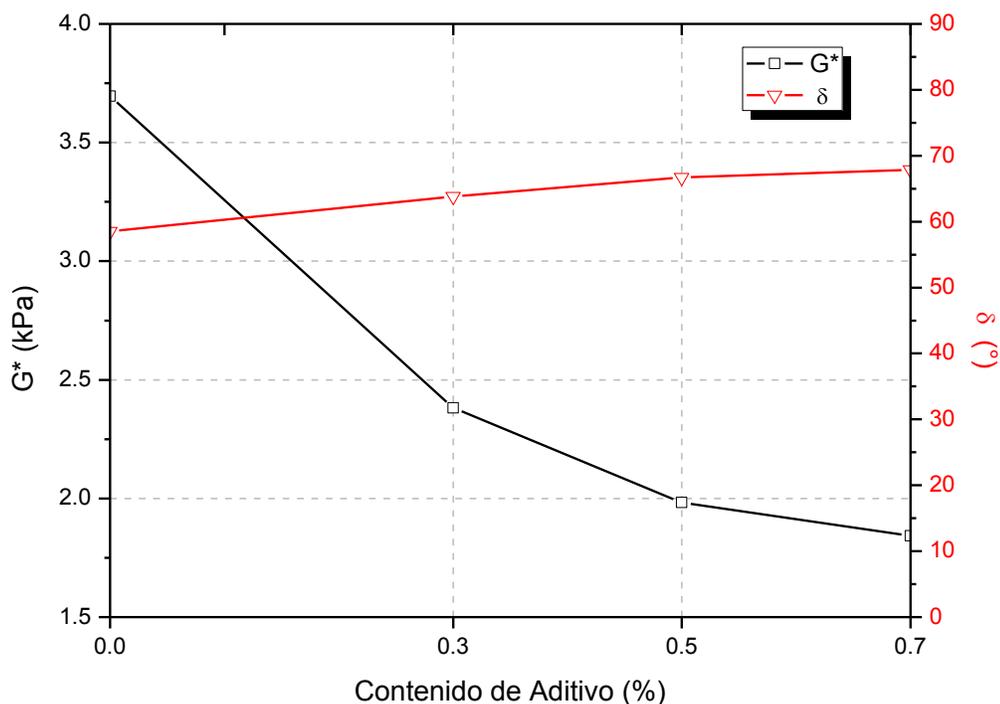


Figura 6-3 - Variación de G^* y δ a 76 °C después de RTFO.

En cuanto al parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, se observa también una disminución en el mismo con la inclusión del aditivo como se ilustra en la Figura 6-4, donde los ligantes A0.5 y A0.7 no cumplen con la resistencia mínima establecida por normativa (2.2 kPa) para una temperatura de 76 °C. Lo anterior conlleva a evaluar la resistencia de dichos ligantes a un grado inferior (70 °C).

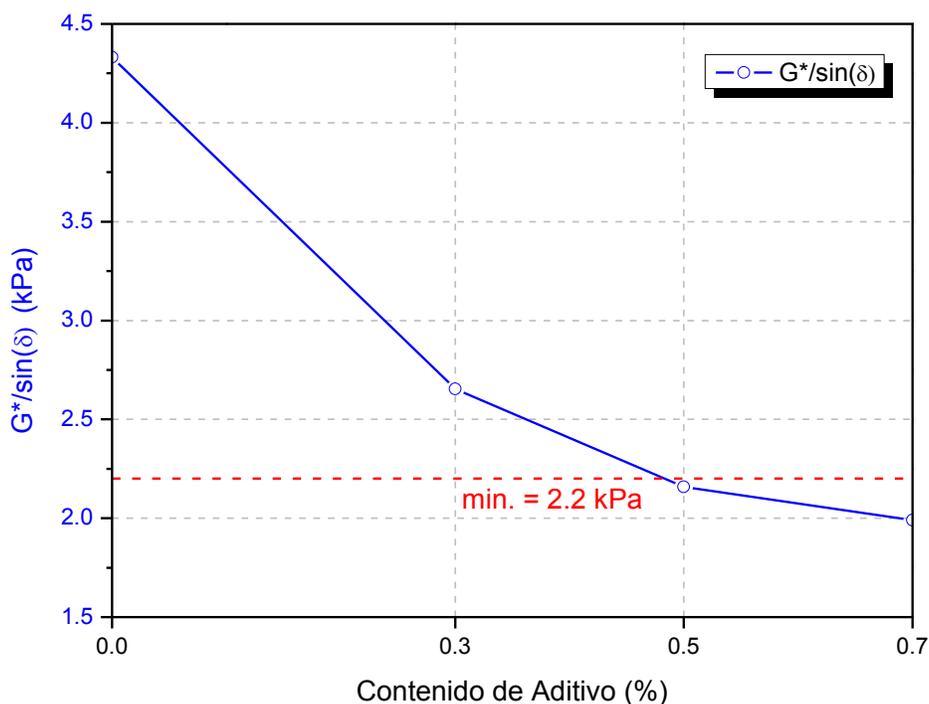


Figura 6-4 - Variación de $G^*/\sin\delta$ a 76 °C después de RTFO.

De los resultados observados anteriormente se determinaron las variaciones porcentuales para cada parámetro con la inclusión del aditivo, logrando así determinar un decremento en el parámetro de deformación, $G^*/\sin\delta$, de hasta 54.1% respecto al ligante base.

Tabla 6.8 - Variación entre ligantes después de RTFO a 76 °C.

Muestras	Variación Porcentual		
	G^*	δ	$G^*/\sin\delta$
A0.0-0.3	-35.5%	9.1%	-38.7%
A0.3-0.5	-16.8%	4.5%	-18.7%
A0.5-0.7	-7.1%	1.8%	-7.8%
A0.0-0.5	-46.3%	14.0%	-50.2%
A0.0-0.7	-50.1%	16.0%	-54.1%

Tres comportamientos son comúnmente observados en un ligante asfáltico después del envejecimiento a corto plazo en el RTFO comparado con su comportamiento mecánico en condición original. Los primeros dos son el incremento del módulo complejo de corte (G^*) y la disminución del ángulo de fase (δ). Estos comportamientos se presentan generalmente por la pérdida de aceites volátiles que se evaporan en el proceso de envejecimiento, generando que el ligante se vuelva más rígido. El tercer comportamiento es la temperatura de falla después de envejecido el ligante, la cual generalmente es mayor, es decir, aumenta un Grado PG al presentar una mayor rigidez.

Los resultados obtenidos muestran cómo el ángulo de fase, del asfalto base A0.0, presenta una disminución del 15.64% después de envejecido en el RTFO (Tabla 6.9), mientras que los ligantes con aditivo tienen menor variación con respecto a la muestra original. Lo anterior indica que a mayor concentración de aditivo, el asfalto presenta una menor pérdida de volátiles durante el proceso de envejecimiento a corto plazo, siendo que con la mayor concentración de aditivo el ángulo de fase es muy similar al original. La comparativa se realiza a 76°C para presentar coherencia en los resultados (Figura 4).

Tabla 6.9 - Comparativa de parámetros a 76 °C en condición original y después de RTFO.

Muestra		A0.0	A0.3	A0.5	A0.7
T	°C	76			
δ	Original, °	69.38	69.91	69.15	69.470
	RTFO, °	58.53	63.83	66.71	67.890
	Variación	-15.64%	-8.70%	-3.53%	-2.27%
G^*	Original, kPa	1.569	1.174	1.023	0.991
	RTFO, kPa	3.695	2.382	1.983	1.843
	Variación	135.50%	102.90%	93.84%	85.95%
$G^*/\sin\delta$	Original, kPa	1.677	1.250	1.094	1.058
	RTFO, kPa	4.332	2.654	2.159	1.990
	Variación	158.32%	112.32%	97.35%	88.09%

En esta misma tabla, se puede observar cómo la variación de G^* , presentó un incremento aproximado del 100%; lo cual podría indicar que los aceites volátiles que se evaporan en el proceso de envejecimiento son los mismos en cada asfalto, por lo tanto el incremento del módulo conserva la misma proporción. Por otro lado, el parámetro de deformación muestra un incremento después de envejecido a corto plazo el ligante, aunque en menor proporción conforme la concentración de aditivo aumentó; lo anterior se puede apreciar en la Figura 6-5.

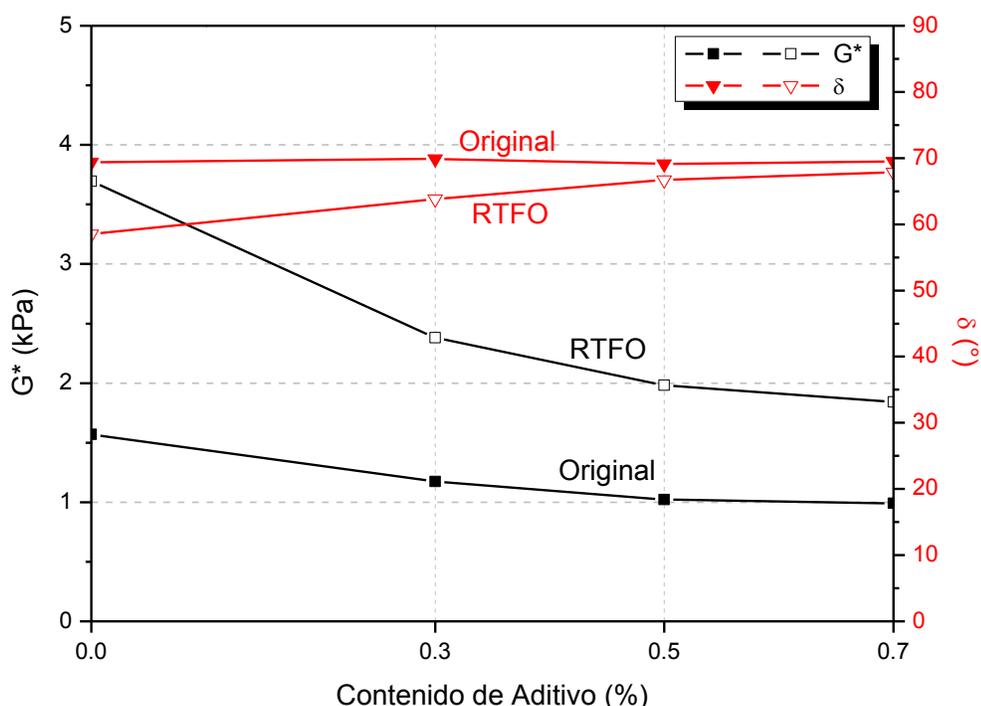


Figura 6-5 - Comparativa de parámetros a 76 °C en condición original y después de RTFO.

El último comportamiento general analizado es el cambio de la temperatura de falla entre condiciones de envejecimiento. Los resultados obtenidos muestran que la regla general (aumento de la temperatura) no se cumple para los asfaltos con aditivo, ya que existe una disminución del Grado PG con el incremento en la concentración de aditivo después de envejecido a corto plazo.

Tabla 6.10). El ligante sin aditivo (A0.0), sí presentó el comportamiento comúnmente observado en los ligantes asfálticos. Lo anterior dio como resultado que la temperatura alta de falla para los asfaltos con aditivo fue establecida por el ligante después de RTFO.

Tabla 6.10 - Grado PG a altas temperaturas.

Muestra	Temperatura Alta - PG		PG
	Original	RTFO	
A0.0	76 °C	82 °C	76 °C
A0.3	76 °C	76 °C	76 °C
A0.5	76 °C	70 °C	70 °C
A0.7	76 °C	70 °C	70 °C

Envejecimiento a largo plazo

El ensayo de envejecimiento en la vasija a presión (PAV) no arroja algún resultado, simplemente, se recupera el asfalto de las charolas para proceder con la evaluación reológica del ligante en su etapa de envejecimiento a largo plazo.

DSR después de PAV

Después de envejecer el asfalto en el PAV se realizó la evaluación del asfalto en el DSR. Para esta condición se utilizaron los platos de 8 mm de diámetro y la muestra tuvo 2 mm de espesor.

En la Tabla 6.11 se muestran los resultados del ensayo de DSR a tres temperaturas con el ligante envejecido en condición a largo plazo. En dichos resultados se puede observar la variación en el módulo de corte dinámico, G^* , conforme la temperatura disminuye, así como las temperaturas críticas a la que los ligantes cumplen con el parámetro de fatiga, $G^*(\sin\delta)$, establecido por la normativa (máximo 5,000 kPa).

Tabla 6.11 - Resultados de DSR después de PAV.

Muestra	T	δ	G'	G''	G^*	$G^*(\sin\delta)$
	°C	°	kPa	kPa	kPa	kPa
A0.0	22	35.34	5810	4120	7122	4120
	20	34.15	7579	5141	9158	5141
	19	33.58	8352	5546	10030	5548
A0.3	22	36.84	5299	3970	6622	3970
	20	35.42	6899	4908	8467	4907
	19	34.96	7653	5350	9337	5350
A0.5	22	39.05	4308	3494	5546	3494
	20	37.38	5825	4450	7331	4451
	19	36.77	6458	4826	8062	4826
A0.7	22	39.02	4271	3461	5498	3461
	20	36.70	5801	4320	7233	4323
	19	36.70	6378	4755	7955	4754

Se observa que tanto el G^* como el $G^*(\sin\delta)$ se incrementan conforme la temperatura disminuye debido a que a temperaturas bajas el ligante se vuelve más rígido por lo tanto resiste mayores deformaciones. Con el incremento en la concentración de aditivo, se puede observar cómo el módulo disminuye, así como el parámetro de fatiga, generando que a mayor concentración de aditivo el ligante muestre una mayor resistencia a la fatiga. Este cambio en el comportamiento se observó a todas las temperaturas evaluadas, como lo muestran las Figura 6-6 y Figura 6-7.

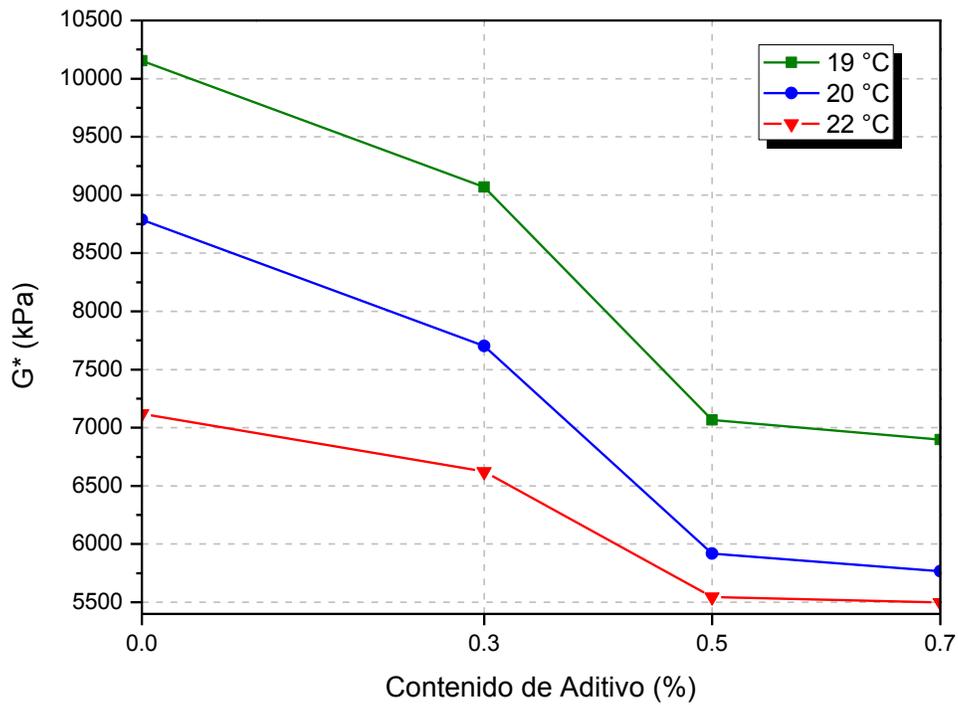


Figura 6-6 - Variación de G^* a temperaturas intermedias después de PAV.

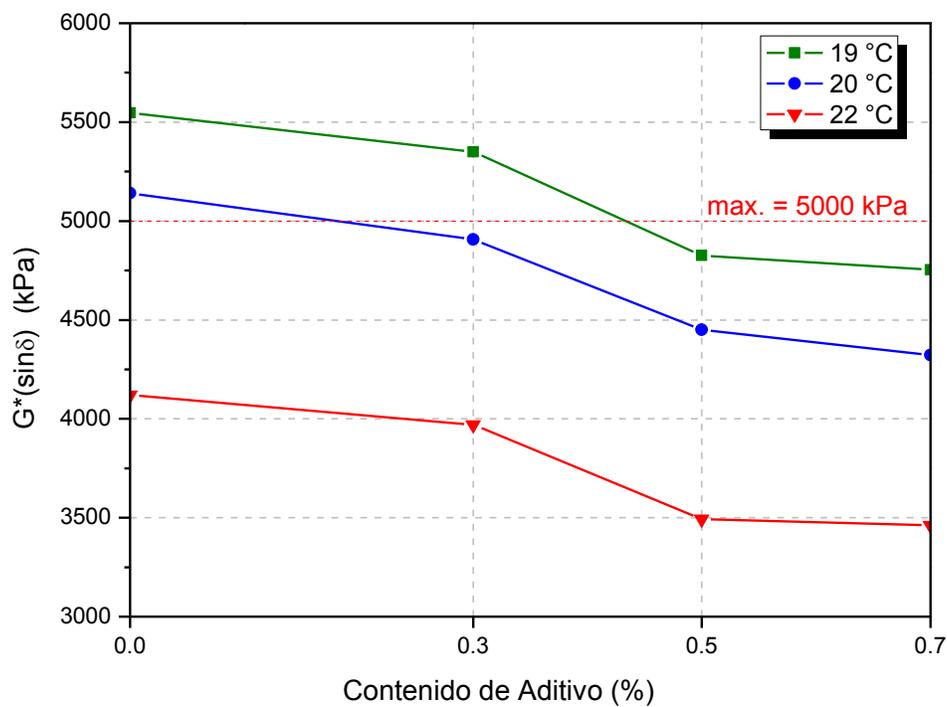


Figura 6-7 - Variación de $G^*(\sin\delta)$ a temperaturas intermedias después de PAV.

En lo que respecta al ángulo de fase se observa un incremento en el mismo conforme la concentración de aditivo aumenta (Figura 6-8), lo cual se traduce en un incremento de la parte viscosa, G'' , del ligante. De igual manera se observa un incremento en el ángulo de fase conforme la temperatura aumenta; esto se debe a que a mayores temperaturas, los ligantes presentan mayor fluidez por lo que tienden a comportarse como un líquido.

Es importante mencionar que la temperatura de 20 °C no corresponde como tal a los Grados de temperaturas intermedias de la clasificación PG; pero se obtuvo para contar con un valor comparable con la mezcla asfáltica a fatiga para investigaciones posteriores y referencia del lector.

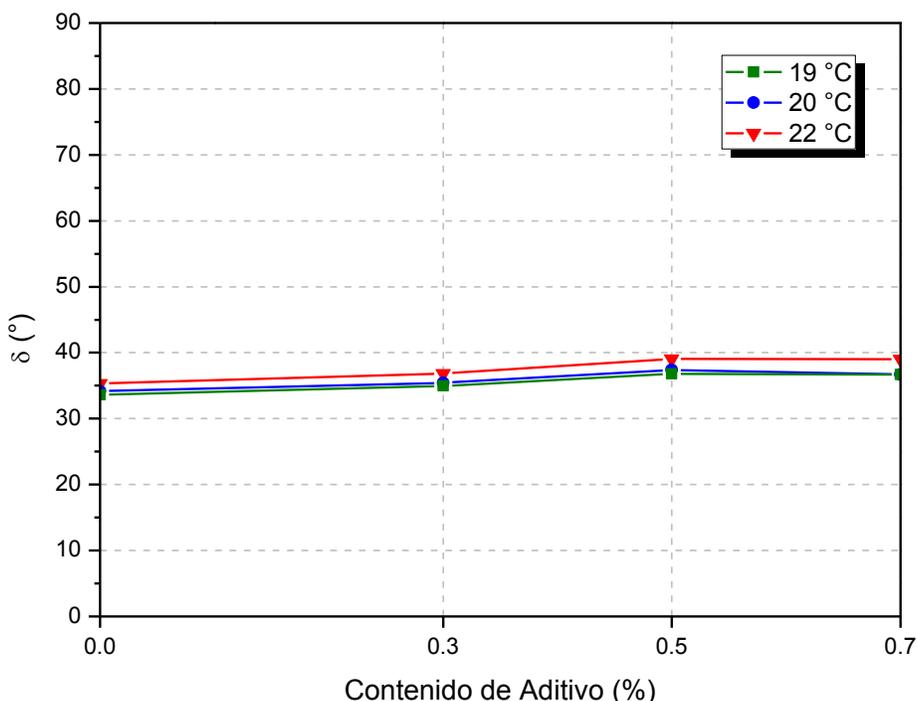


Figura 6-8 - Variación de δ a temperaturas intermedias después de PAV.

Susceptibilidad Térmica (BBR)

En la Tabla 6.12 se muestran los resultados del BBR para dos temperaturas; con estos resultados se puede observar la variación en la rigidez, S , y la pendiente, m . Al igual que en

análisis anteriores se puede identificar la temperatura crítica a la que el ligante presenta el desempeño requerido por normativa.

Tabla 6.12 - Resultados de BBR

Muestra	<i>T</i>	<i>S</i>	<i>m</i>
	°C	MPa	
A0.0	-12	120	0.292
A0.3		129	0.299
A0.5		119	0.302
A0.7		120	0.313
A0.0	-6	57.2	0.328
A0.3		59.9	0.337
A0.5		58.4	0.341
A0.7		57.6	0.341

En la Figura 6-9 se puede observar como la inclusión del aditivo no modifica la rigidez del ligante a distintas temperaturas; en cuanto al parámetro de rigidez, *m*, se observó un ligero incremento con la concentración del aditivo, lo cual significó en un cambio de clasificación a temperaturas bajas.

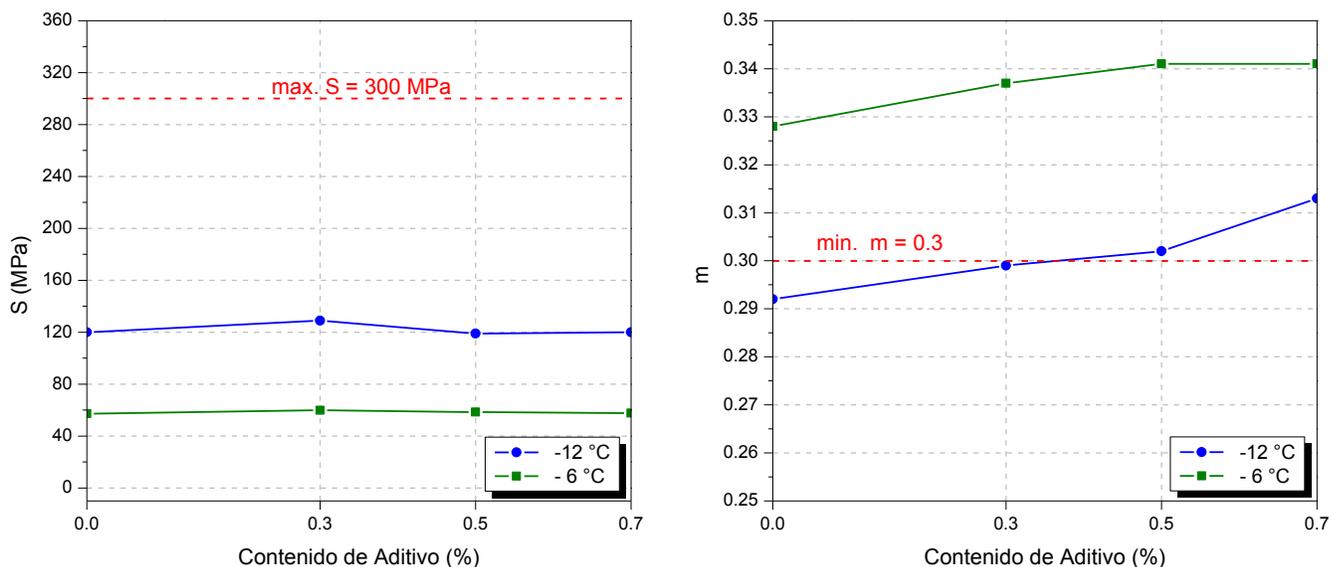


Figura 6-9 - Variación de S y m a bajas temperaturas.

A una temperatura de $-6\text{ }^{\circ}\text{C}$ se observa que el asfalto con sus distintas concentraciones de aditivo puede trabajar sin fallar por agrietamiento a bajas temperaturas. Sin embargo, a una temperatura de $-12\text{ }^{\circ}\text{C}$, los asfaltos A0.0 y A0.3, podrían fallar por agrietamiento, ya que se encuentran debajo del límite del valor- m establecido por normativa. Lo anterior clasifica a los asfaltos de acuerdo a la Tabla 6.13

Es importante mencionar que el ligante asfáltico base fue suministrado como un PG76-22, y de los resultados obtenidos en ambas probetas —se pueden observar en el Anexo 1— del ligante A0.0, se registran valores de m menores a 0.300 para una temperatura de $-12\text{ }^{\circ}\text{C}$. Lo anterior deja como referencia que algunas veces los fabricantes de ligantes asfálticos modificados, buscan cumplir con una especificación en el límite permisible, descuidando el control de calidad de sus productos con la intención de obtener ahorros económicos.

Tabla 6.13 - Grado PG a bajas temperaturas.

Muestra	T. Ensayo	T. PG
	°C	°C
A0.0	-6	-16
A0.3	-6	-16
A0.5	-12	-22
A0.7	-12	-22

Clasificación Grado PG

Una vez observados los resultados anteriores, se pueden clasificar los ligantes asfálticos de la siguiente manera de acuerdo al método Superpave.

Tabla 6.14 - Grado PG de ligantes asfálticos.

Muestra	T. Alta	T. Baja	PG
	°C	°C	
A0.0	76	-16	76-16
A0.3	76	-16	76-16
A0.5	70	-22	70-22
A0.7	70	-22	70-22

Análisis Químico

De acuerdo a los resultados obtenidos en la evaluación reológica de los cuatro ligantes en sus distintas etapas de envejecimiento (original, RTFO y PAV), se determinó la necesidad de realizar un análisis químico a cada uno de estos para tratar de explicar el fenómeno observado principalmente en el ángulo de fase después de que fueran envejecidos en RTFO. Este fenómeno consistió en un incremento del ángulo de fase en los residuos de RTFO con aditivo respecto al ligante base A0.0 (Figura 6-5).

La determinación de la composición química de los ligantes se realizó con el apoyo de la empresa Dynasol Altamira, S.A. de C.V., con el objetivo de determinar las fracciones SARA por latroscan de estos. Los resultados generales se muestran en la Figura 6-10.

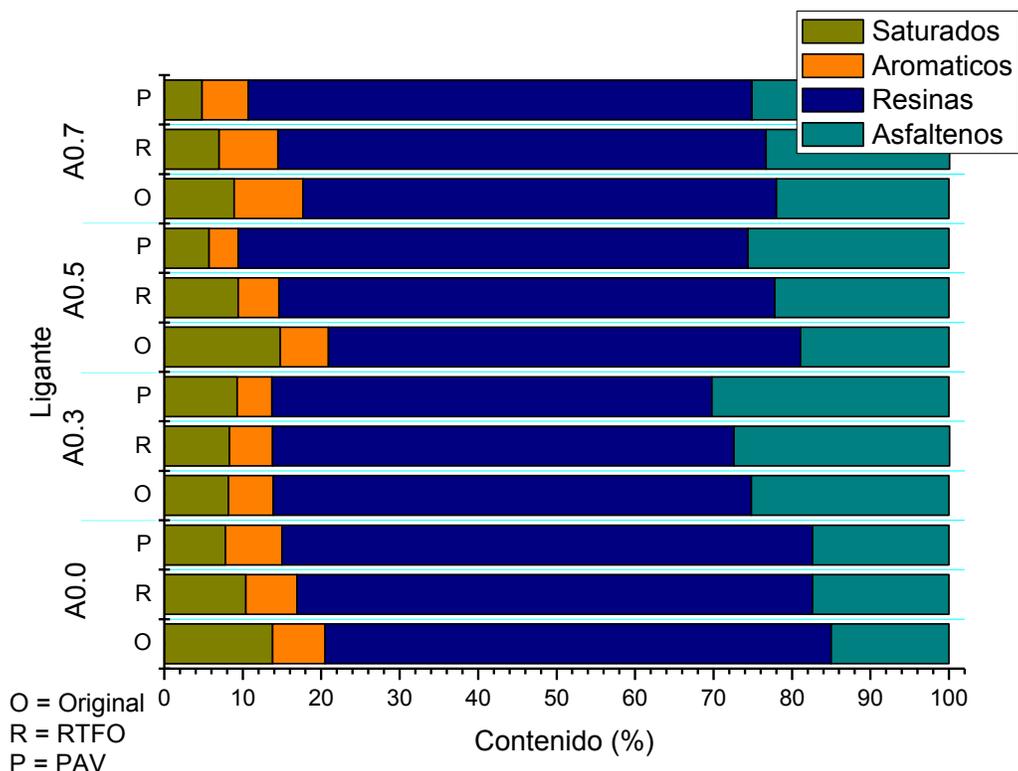


Figura 6-10 - Resultados de fracción SARA.

En la figura anterior, se observa en términos generales un decremento de las fracciones saturadas y aromáticas en todos los ligantes cuando pasan de un estado original a residuo de RTFO y posteriormente a residuo de PAV; por el contrario se observa un incremento de las resinas y asfaltenos. Una comparativa de los ligantes en cada estado de envejecimiento se detalla en las Figura 6-11, Figura 6-12 y Figura 6-13.

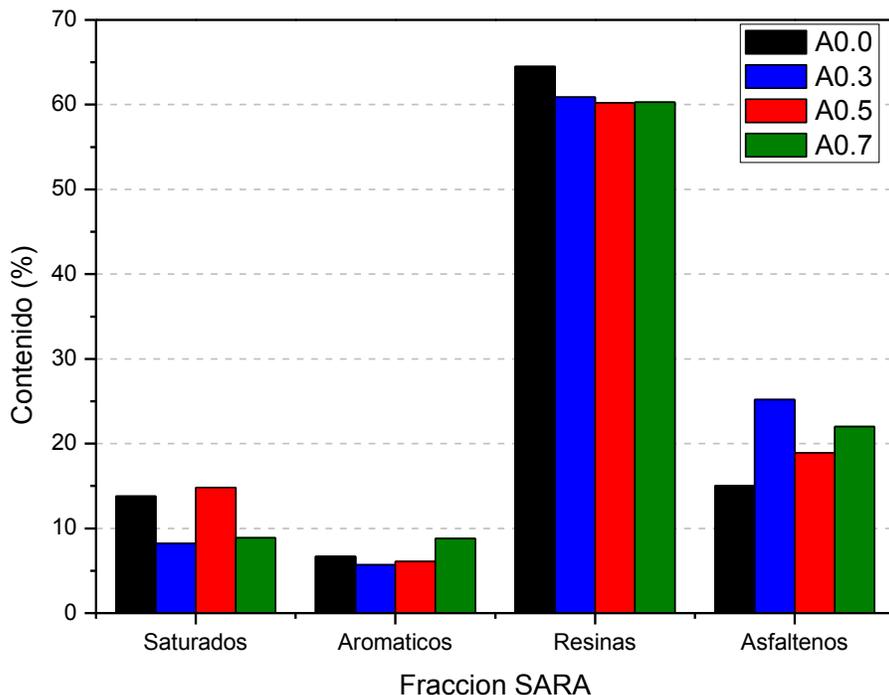


Figura 6-11 - Comparativa de fracciones en condición original.

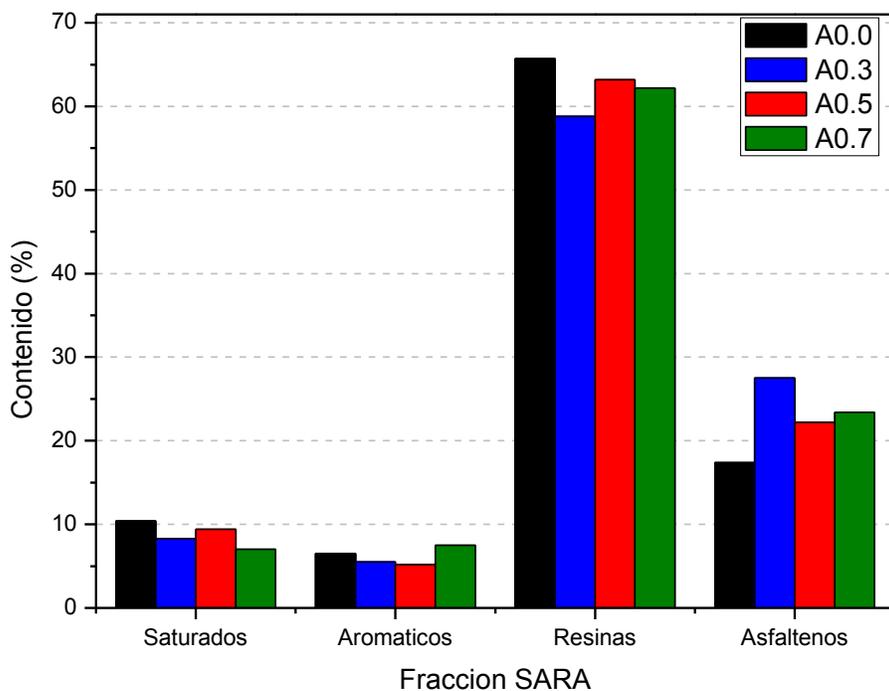


Figura 6-12 - Comparativa de fracciones con residuo de RTFO.

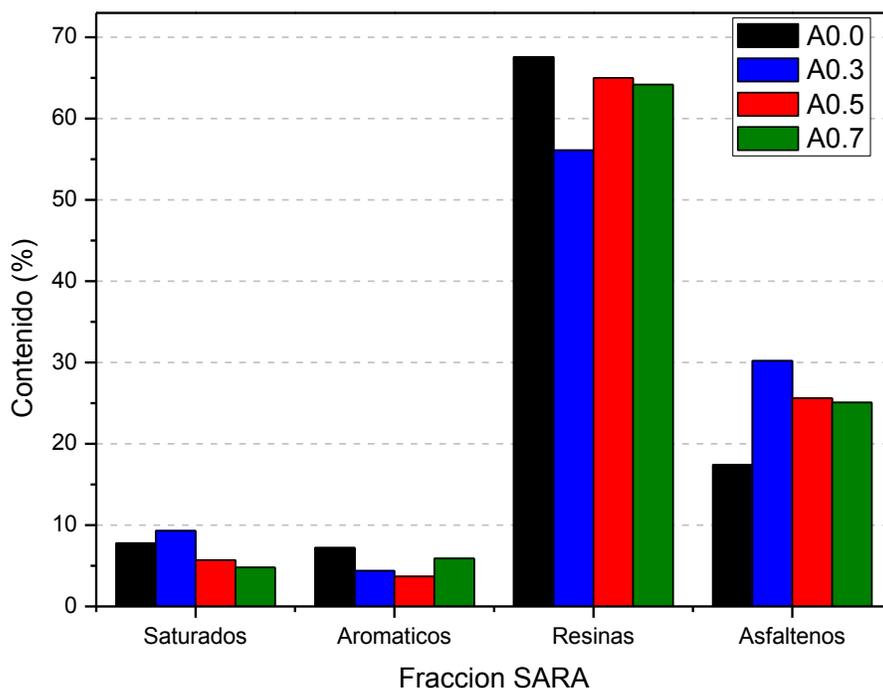


Figura 6-13 - Comparativa de fracciones con residuo de PAV.

En condición original, se observó —en términos generales con la inclusión del aditivo— un decremento de la fracción saturada y de resinas, mientras que por otro lado, un incremento de la fracción aromática y asfáltica. En condición de envejecimiento en RTFO se determinó un decremento en la fracción saturada, aromática y de resinas; mientras que un incremento en la asfáltica. Por último, en condición de envejecimiento en PAV se observó un decremento en la fracción saturada y aromática, así como un incremento en la de resinas y asfáltica.

A pesar de lo mencionado anteriormente, no se observa una clara tendencia en el comportamiento del asfalto con la inclusión del aditivo, ya que en todas las etapas de envejecimiento algún ligante no iba acorde al comportamiento general de los demás con aditivo. El incremento en el ángulo de fase después de envejecidos los ligantes en RTFO, se puede atribuir al cambio de las fracciones que sufre el asfalto desde su incorporación en estado original.

De acuerdo a la clasificación por Grado PG, se pudo determinar la influencia del aditivo en el Grado del asfalto, donde se observó un decremento en la rigidez del mismo, evaluado por medio del G^* , conforme la concentración aumentaba; y por consiguiente el aditivo generó un decremento en el parámetro de deformación $G^*/\sin\delta$, hasta lograr una disminución en el Grado de 76 a 70°C para las concentraciones de 0.5 y 0.7%. En lo que se refiere a las temperaturas intermedias y bajas (evaluación del agrietamiento), se determinó un incremento en la resistencia a fatiga evaluada en el DSR después de PAV; lo anterior se atribuye a la disminución del G^* —registrada anteriormente— con la inclusión del aditivo lo que conlleva a que el parámetro de fatiga tienda a disminuir $G^*(\sin\delta)$, siendo beneficioso para estar debajo de los 5,000 kPa establecidos por norma. En el caso del agrietamiento por bajas temperaturas, el aditivo ayudó a disminuir el valor de la pendiente m , resultando en un incremento en Grado en la temperatura baja de -16 a -22 °C.

6.2. Deformación permanente en asfaltos

La evaluación de los ligantes y mezclas asfálticas se realizó de acuerdo a las tres etapas descritas en el Capítulo anterior; los resultados obtenidos se analizan a continuación.

El ensayo MSCR se realizó a la temperatura alta del Grado PG. De los resultados mostrados previamente se determinaron dos diferentes temperaturas de ensayo, por lo que para efectos comparativos todos los asfaltos se evaluaron a 70 °C y a 76 °C. La Figura 6-14 presenta un ejemplo de los resultados obtenidos en un ensayo de Creep Repetido.

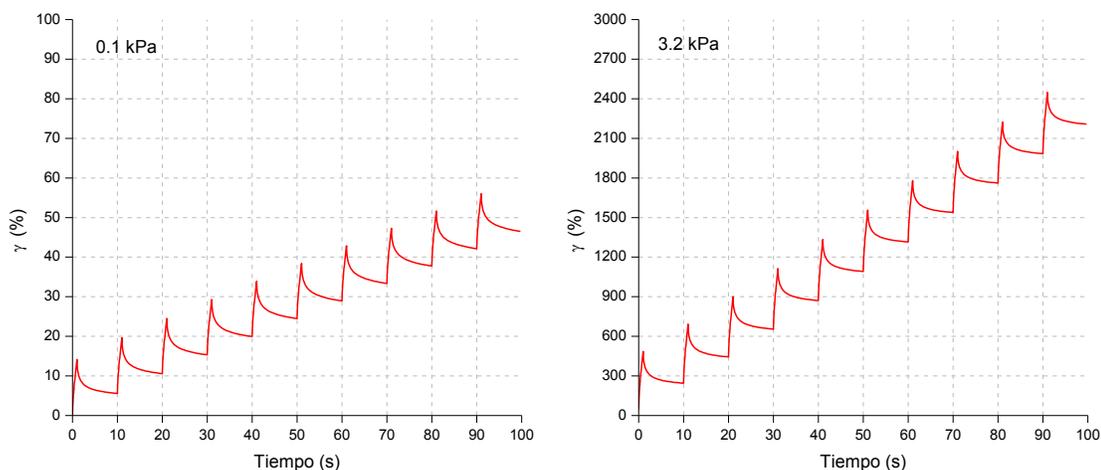


Figura 6-14 - Ejemplo: resultados de Creep Repetido.

Las Figura 6-15 y Figura 6-16 muestran los resultados de los ensayos de Creep Repetido ejecutados para cada ligante asfáltico en dos condiciones térmicas distintas. El análisis de resultados se realizó bajo 3 factores de influencia: concentración del aditivo, magnitud de la carga, temperatura. La deformación no recuperable acumulada —que se observó al finalizar el ciclo 10— para cada nivel de esfuerzo, temperatura y ligante asfáltico, se reporta en la

Tabla 6.15.

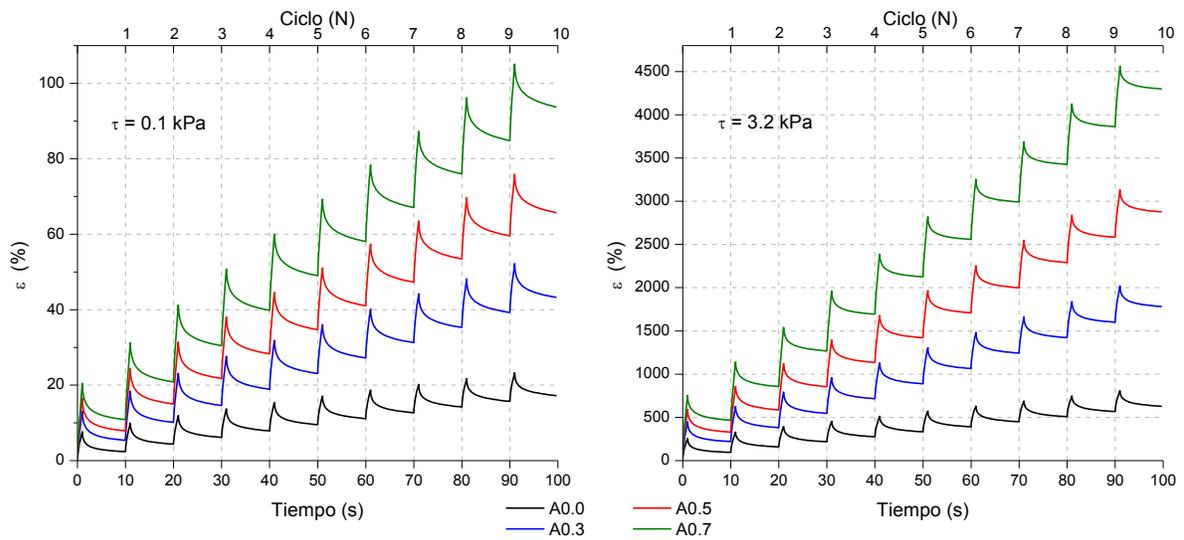


Figura 6-15 - Resultados de Creep Repetido a 70 °C.

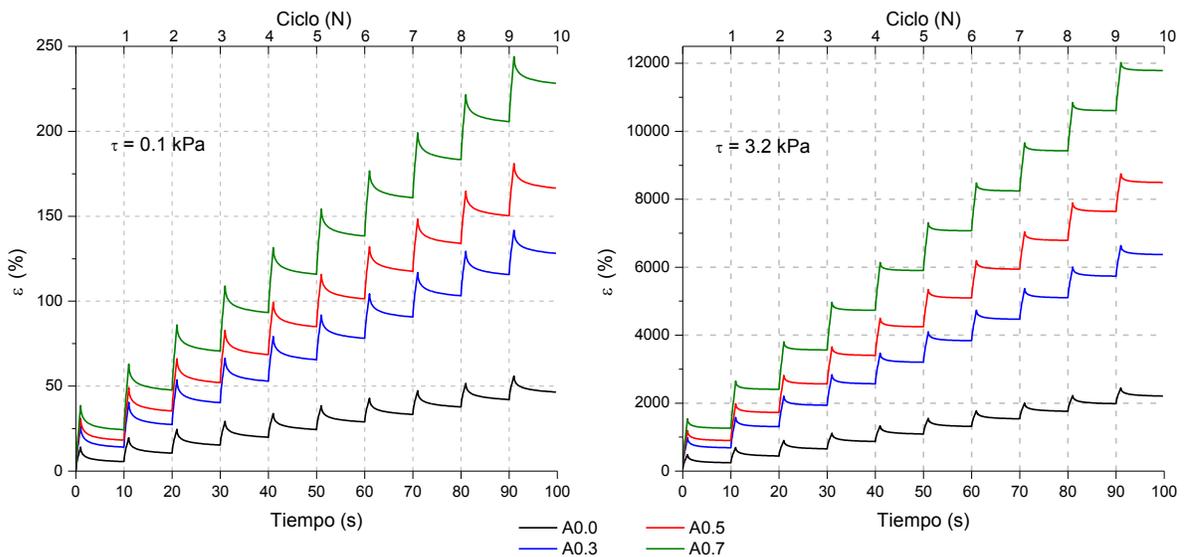


Figura 6-16 - Resultados de Creep Repetido a 76 °C.

Tabla 6.15 - Deformación permanente total.

Muestra	T (°C)	ϵ permanente total (%)	
		0.1 kPa	3.2 kPa
A0.0	70	17.2	627.9
	76	46.5	2,207.7
A0.3	70	43.3	1,781.7
	76	128.2	6,372.5
A0.5	70	65.7	2,876.6
	76	166.6	8,494.6
A0.7	70	93.7	4,299.4
	76	228.2	11,789.0

Influencia del aditivo

De las deformaciones resultantes del ensayo, se pudo observar un incremento en la deformación permanente con la inclusión del aditivo, tanto en magnitud por ciclo, como en velocidad de deformación. La velocidad de deformación se ilustra por medio de las Figura 6-17 y Figura 6-18, donde se indica el valor de la pendiente para cada tipo de ligante; resultando esto en un incremento directamente proporcional en la deformación respecto al incremento en el porcentaje de aditivo.

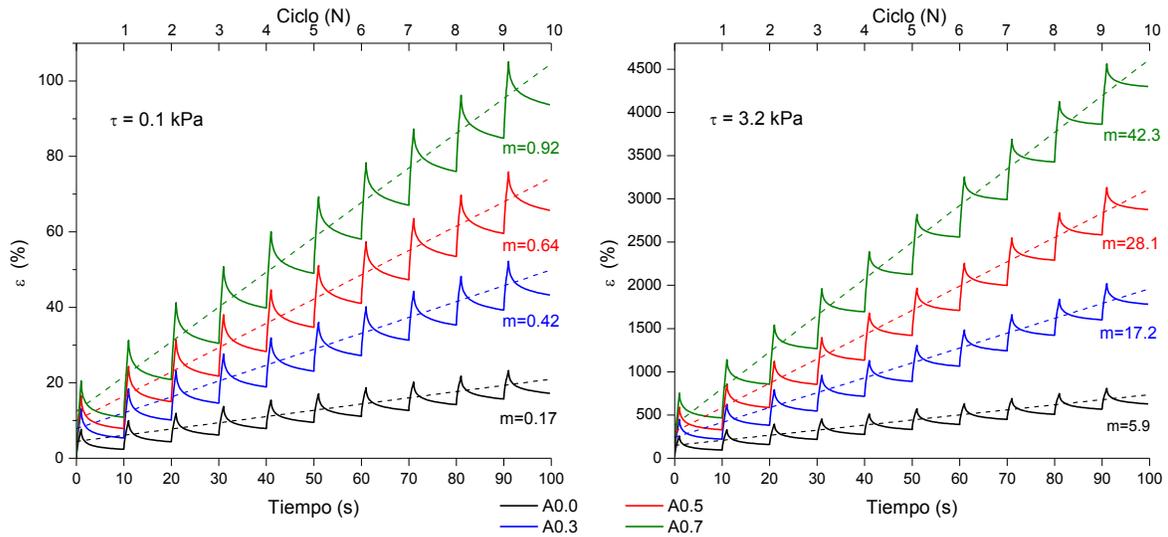


Figura 6-17 - Influencia del aditivo a 70 °C.

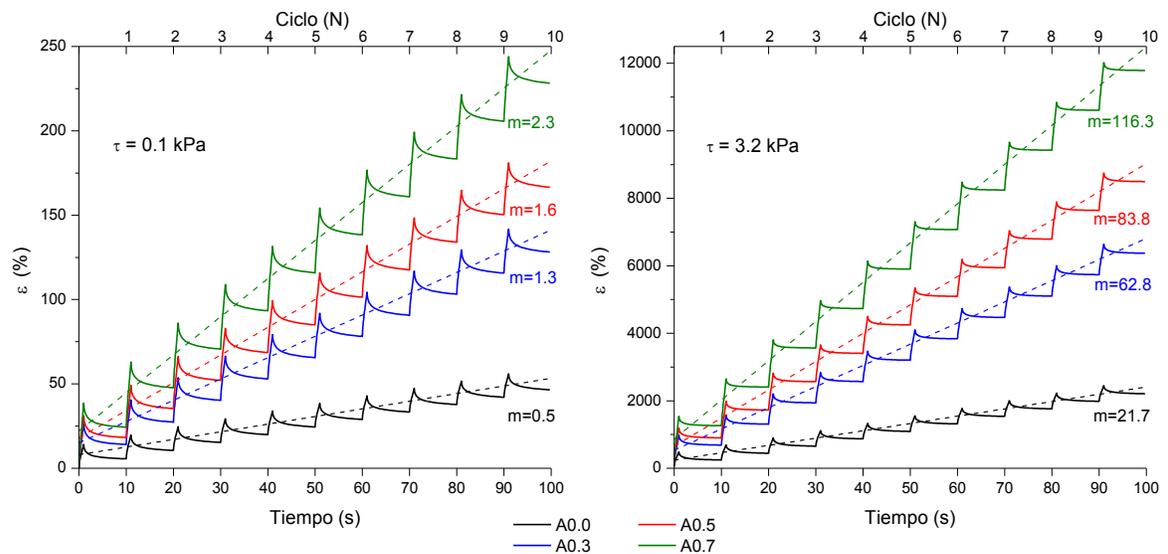


Figura 6-18 - Influencia del aditivo a 76 °C.

En la Figura 6-19 se puede visualizar el incremento de la deformación permanente total (ciclo 10) conforme el contenido de aditivo aumenta, a las dos temperaturas de estudio. Se observan incrementos de hasta 585% respecto al ligante base, lo cual indica una pérdida en la resistencia a la deformación permanente cuando se adiciona el aditivo de adherencia.

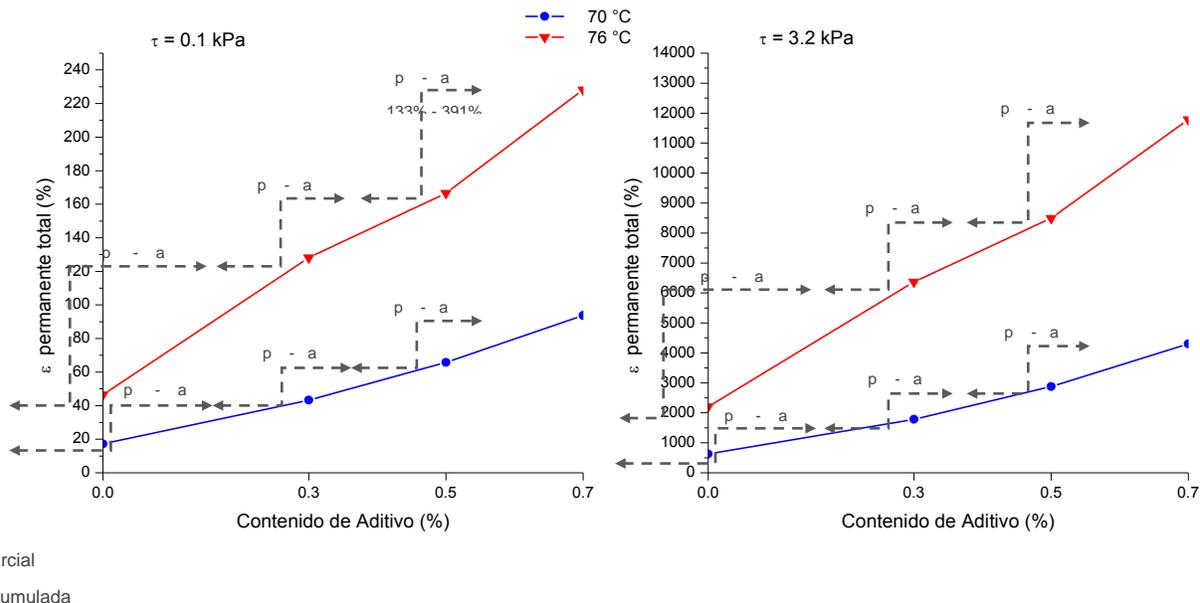


Figura 6-19 - Influencia del aditivo a la ϵ permanente total.

Influencia de la temperatura

En la Figura 6-20 se observa la influencia de la temperatura en la deformación permanente total, donde se presentaron incrementos del orden del 200% con el incremento en la temperatura de 6 °C en ambos niveles de esfuerzos. Lo anterior, se podría decir, es un comportamiento habitual del asfalto, ya que a mayores temperaturas el material se vuelve más fluido por lo que su resistencia al corte disminuye. Aunado a lo anterior, se observó en los ligantes A0.5 y A0.7 un incremento en la deformación total menor que en los ligantes A0.0 y A0.3. Esto indica que a una mayor concentración de aditivo existe menor susceptibilidad al cambio de temperatura; mientras que una concentración de 0.3% resultó ser más susceptible a este cambio (

Tabla 6.16).

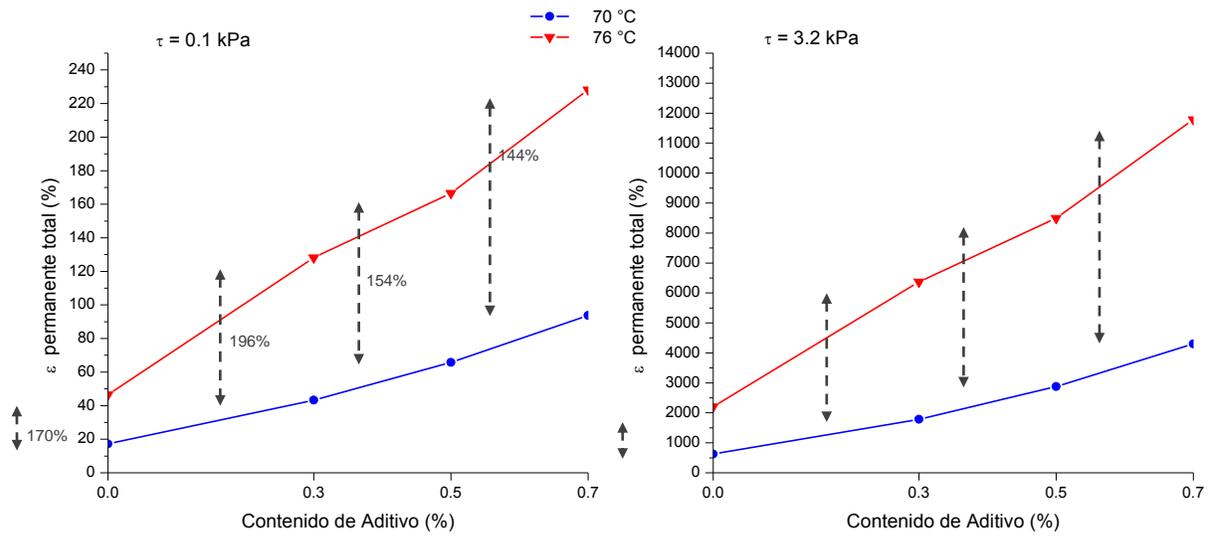


Figura 6-20 - Influencia de la temperatura a la ϵ permanente total.

Tabla 6.16 - Variación del incremento en la deformación con el cambio de temperatura, entre ligantes.

Muestras	Variación			
	0.1 kPa		3.2 kPa	
A0.0-A0.3	170-196%	10%	252-258%	2%
A0.3-A0.5	196-154%	-14%	258-195%	-17%
A0.5-A0.7	154-144%	-4%	195-174%	-7%

Influencia de la carga

Otro punto en consideración es la influencia de la carga en la deformación permanente acumulada (

Tabla 6.15), donde —de acuerdo a la Tabla 6.17— se registraron incrementos hasta de 5,000 % aprox. en la deformación. Aunado a esto, se observó una disminución en la variación conforme la cantidad de aditivo se incrementa. Esto quiere decir que el incremento de aditivo disminuye la susceptibilidad al cambio de temperatura, como se determinó también previamente.

Tabla 6.17 - Influencia de la carga en la deformación permanente total.

Muestra	Incremento ($\tau_{3.2}/\tau_{0.1}$)		Variación
	70 °C	76 °C	
A0.0	3,551%	4,648%	31%
A0.3	4,015%	4,871%	21%
A0.5	4,278%	4,999%	17%
A0.7	4,488%	5,066%	13%

Análisis de los parámetros del ensayo

En base al método de prueba, se obtuvieron los porcentajes de recuperación, R , para cada nivel de esfuerzo, así como el parámetro de conformidad, J_{nr} . Los cálculos se muestran en la Tabla 6.18 donde como primer enfoque se observa que el ligante va perdiendo la habilidad para recuperarse en ambos niveles de esfuerzo con el aumento en la concentración de aditivo (aumento de R_{diff}). Este mismo efecto fue observado en el J_{nr} , donde su valor aumentó con la concentración de aditivo, ya que el incremento de ambos se debe al incremento en la deformación no recuperable (permanente) de cada ciclo. El J_{nr} se traduce también en una disminución en el módulo de corte, lo que refleja un decremento en la resistencia a la deformación. En la Figura 6-21 se puede observar la influencia de la magnitud del esfuerzo aplicado en el parámetro de conformidad, donde a mayor concentración de aditivo, el ligante presenta una mayor deformación no recuperable; esto se traduce en el parámetro $R_{diff Jnr}$, y su incremento.

Tabla 6.18 - Resultados de Creep Repetido.

Muestra	A0.0	A0.3	A0.5	A0.7	A0.0	A0.3	A0.5	A0.7
T (°C)	70				76			
R_{0.1} (%)	76.19	65.21	58.05	51.84	65.33	49.21	43.62	37.99
R_{3.2} (%)	73.34	56.33	46.01	36.52	51.10	27.42	20.43	13.56
R_{diff} (%)	3.74	13.62	20.75	29.55	21.78	44.28	53.17	64.31
J_{nr 0.1} (1/kPa)	0.175	0.437	0.663	0.943	0.469	1.288	1.672	2.289
J_{nr 3.2} (1/kPa)	0.193	0.547	0.882	1.318	0.678	1.953	2.604	3.614
R_{diff Jnr} (%)	10.53	25.01	33.07	39.65	44.49	51.67	55.73	57.88
G_{v 0.1} (kPa)	5.71	2.29	1.51	1.06	2.13	0.78	0.60	0.44
G_{v 3.2} (kPa)	5.17	1.83	1.13	0.76	1.48	0.51	0.38	0.28

Tabla 6.19 - Variación de R_{diff} y R_{diff Jnr} a 70 y 76 °C.

T (°C)	Parámetro	A0.0-A0.3	A0.3-A0.5	A0.5-A0.7
70 °C	R _{diff}	264%	52%	42%
	R _{diff Jnr}	138%	32%	20%
76 °C	R _{diff}	103%	20%	21%
	R _{diff Jnr}	16%	8%	4%

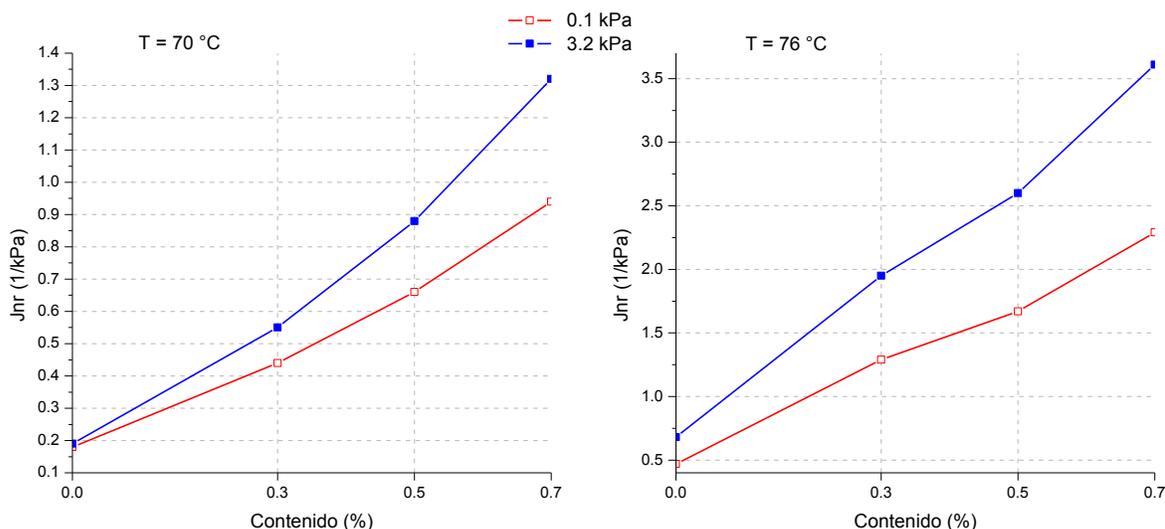


Figura 6-21 - Variación del J_{nr} .

El siguiente paso fue graficar el porcentaje de recuperación, R , contra el parámetro de conformidad, J_{nr} , a un nivel de esfuerzo de 3.2 kPa como se indicaba la Tabla 6.18. Se puede observar este nuevo gráfico en la Figura 6-22, y también visualizar cómo a una temperatura de 76 °C, los ligantes A0.5 y A0.7 caen dentro de la región donde no se encuentra presencia de un modificador elastomérico. Lo anterior se debe a la pérdida de rigidez que la inclusión del aditivo le aporta al ligante asfáltico. Por otro lado, cabe mencionar que si se evaluara cada ligante a su temperatura alta del Grado PG determinada, los 4 estarían dentro de la zona con alto porcentaje de deformación recuperable.

Finalmente, de acuerdo a los resultados anteriores, se clasifican los ligantes de acuerdo al parámetro de conformidad, J_{nr} . En la Tabla 6.20 se puede observar cómo resultó la clasificación de acuerdo a este ensayo, donde originalmente los ligantes A0.0 y A0.3 son grado PG 76 y los ligantes A0.5 y A0.7 son grado PG 70; posteriormente se realiza una comparativa a ambas temperaturas en todos los ligantes para observar la diferencia en el Grado PG por MSCR.

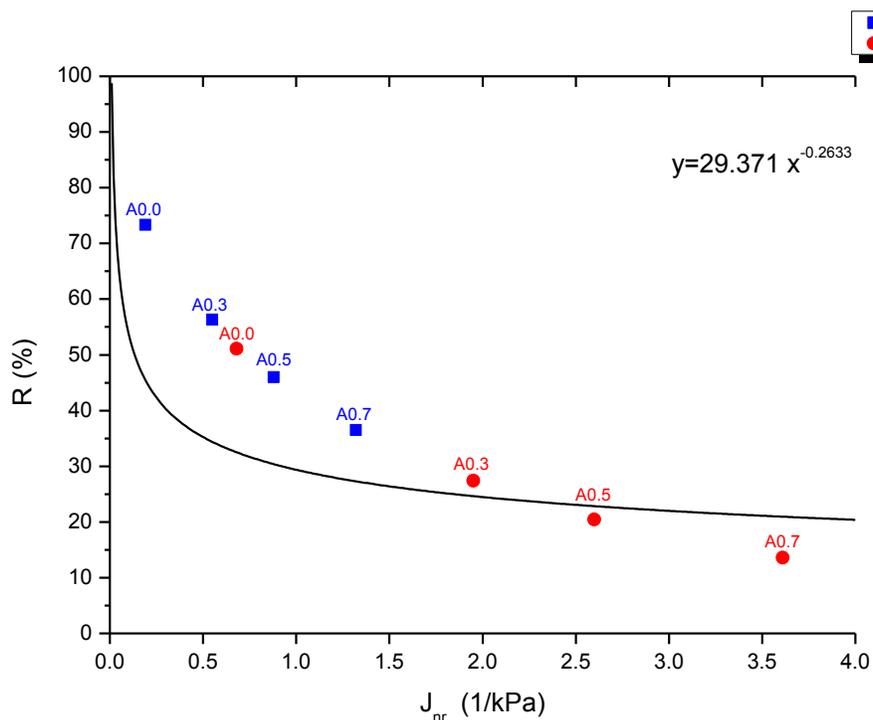


Figura 6-22 - Respuesta elástica a 70 y 76 °C.

Tabla 6.20 - Clasificación por MSCR.

Muestra	Original		70 °C		76 °C	
	PG	MSCR	PG	MSCR	PG	MSCR
A0.0	76	V	70	E	76	V
A0.3	76	H	70	V	76	H
A0.5	70	V	70	V	76	S
A0.7	70	H	70	H	76	S

A una temperatura de 70 °C se puede observar cómo el grado va disminuyendo desde "E" hasta "H" conforme la concentración de aditivo aumenta; esto se debe a la disminución en la resistencia de los ligantes. El mismo escenario se observa a una temperatura de 76 °C donde

los asfaltos presentan una menor resistencia por estar a una temperatura más alta, variando el grado desde "V" hasta "S" en el caso de los ligantes con mayor cantidad de aditivo.

Concluyendo este apartado, el aditivo juega un papel muy importante en el desempeño a la deformación permanente en el ligante, ya que incrementa su magnitud a medida que la concentración de aditivo también se incrementa; esto se puede atribuir a que el ligante se vuelve un material más fluido con el aditivo. El ligante base (A0.0) resultó presentar un mejor comportamiento ante la deformación permanente, basado en los parámetros J_{nr} y R_{diff} . Por otro lado, la única ventaja del aditivo fue encontrar que a mayor concentración, el cambio de temperatura influye en menor magnitud sobre las deformaciones.

6.3. Deformación permanente en mezclas asfálticas

La evaluación a la deformación permanente en el APA se ejecutó a 76 °C, que resultó ser la temperatura alta PG para el asfalto base (A0.0) y se tomó como referencia para los cuatro ligantes, con la intención de que los resultados fueran comparables. También se valoraron los ligantes a 64 °C para estimar la influencia de la temperatura a este modo de falla. Los resultados obtenidos del ensayo se muestran en la Figura 6-23, donde se ilustra el incremento en la profundidad de rodera conforme el número de ciclos aumenta, para cada ligante asfáltico y cada temperatura.

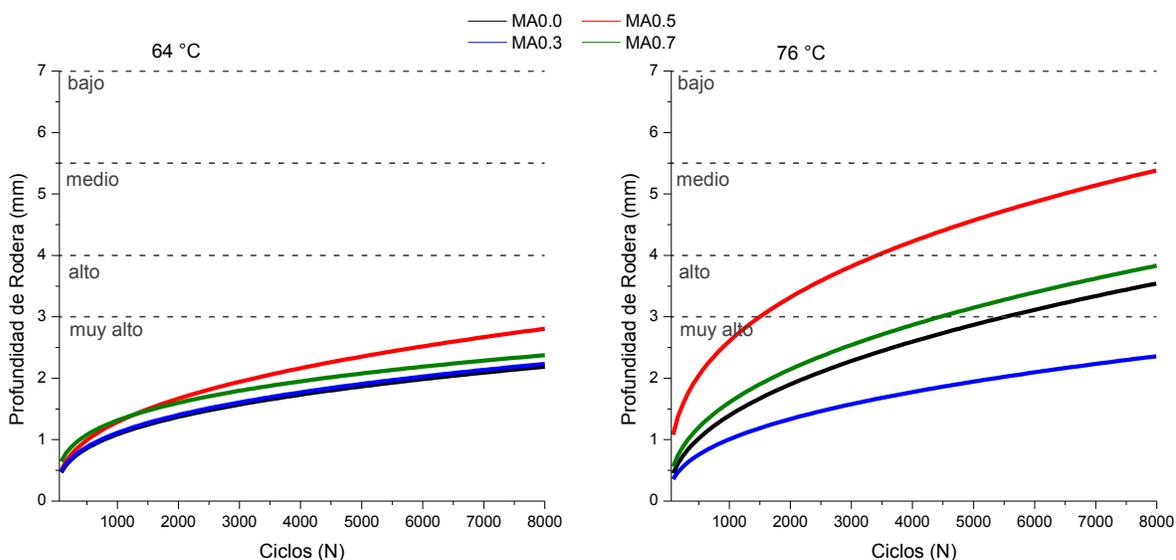


Figura 6-23 - Resultados APA.

Se obtuvo el promedio de la deformación permanente en cada probeta, evaluadas por el APA para determinar la profundidad de rodera final para cada mezcla asfáltica por cada temperatura. Los resultados se analizaron en términos de influencia del aditivo e influencia de la temperatura.

Tabla 6.21 - Resultados de probetas.

T	Muestra	# Probeta	% Vacíos	Profundidad de Rodera Total (mm)	
64 °C	MA0.0	1	6.62	2.129	1.977
		2	6.92	1.824	
	MA0.3	1	6.79	2.240	2.244
		2	7.06	2.247	
	MA0.5	1	6.86	2.735	2.706
		2	7.09	2.676	
	MA0.7	1	6.87	2.392	2.399
		2	6.67	2.405	
76 °C	MA0.0	1	6.83	3.469	3.494
		2	6.57	3.519	
	MA0.3	1	7.44	2.777	2.479
		2	6.77	2.181	
	MA0.5	1	6.97	5.143	5.199
		2	7.29	5.254	
	MA0.7	1	6.89	3.678	3.617
		2	7.5	3.556	

En la Figura 6-23 se observa cómo influyó cada tipo de ligante en la resistencia de la mezcla asfáltica mediante la profundidad de rodera, donde a 64 °C todos se encuentran en el mismo rango, soportando grandes esfuerzos para un nivel de tránsito muy alto. Debido a que este es un método empírico, se asume que la resistencia de los cuatro tipos de mezclas es la misma para dicha temperatura, a pesar de la ligera variación observada en la rodera entre una mezcla

asfáltica y otra. Por otro lado, a 76 °C ya se registró un cambio en el nivel de tránsito soportado, donde únicamente la MA0.3 mejoró la susceptibilidad a la deformación permanente de la mezcla resistiendo un nivel de tránsito muy alto (

Tabla 6.22).

Tabla 6.22 - Evaluación de ligantes en función del nivel de tránsito.

T	Muestra	Profundidad de Rodera (mm)	Nivel de tránsito
64 °C	A0.0	1.977	Muy alto
	A0.3	2.244	Muy alto
	A0.5	2.706	Muy alto
	A0.7	2.399	Muy alto
76 °C	A0.0	3.494	Alto
	A0.3	2.479	Muy alto
	A0.5	5.199	Medio
	A0.7	3.617	Alto

Por último, en la Figura 6-24 se observa la rodera final para cada mezcla asfáltica, mostrando la variación que se registró en la deformación por el incremento en la temperatura. Lo anterior resultó en determinar que el cambio de temperatura influyó en menor medida sobre la MA0.3, a comparación de las demás.

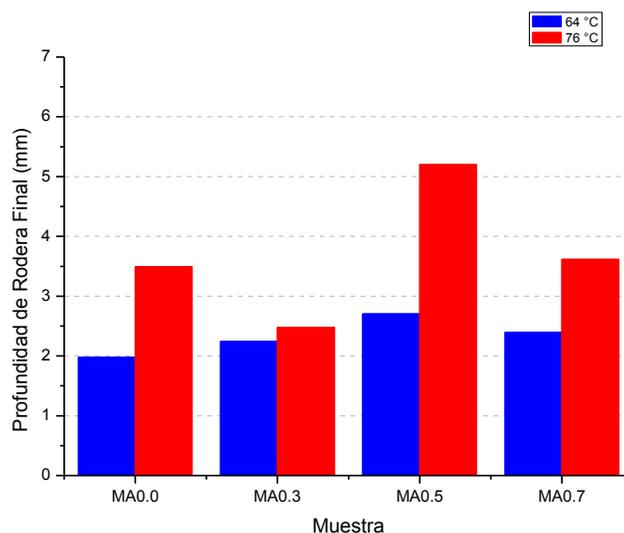


Figura 6-24 - Comparativa APA a 64 y 76 °C.

Sobre la susceptibilidad de las mezclas asfálticas al contenido de aditivo y a la temperatura, se concluye que una concentración de 0.3% fue la óptima para obtener una rodera de menor magnitud, soportando tránsito de nivel muy alto a dos temperaturas distintas con un gradiente de 12 °C entre ellas. Finalmente, la evaluación a la deformación permanente en ligantes asfálticos y mezclas asfálticas no muestra congruencia, debido a que como ya se determinó previamente, el ligante asfáltico presentó altas deformaciones con la inclusión de aditivo, mientras que la mezcla asfáltica muestra una mejoría con un contenido de 0.3%.

6.4. Agrietamiento por fatiga en asfaltos

La evaluación a este modo de falla se realizó, como se mencionó en el Capítulo anterior, por medio de un ensayo a deformación controlada llamado Ensayo de Carga Cíclica Repetida (RCL) y por otro método llamado Barrido de Amplitud Lineal (LAST). Para ambos métodos, los ligantes se evaluaron a 28 °C, ya que es la temperatura intermedia de un PG 70-22 (A0.5 y A0.7) y se eligió como punto de partida para comparar el comportamiento de los mismos. Por otro lado, se evaluaron también a 20 °C, ya que es la temperatura de prueba a comparar con el desempeño de las mezclas asfálticas. El análisis se llevó a cabo con residuo de RTFO, debido a que es el ligante comparable con el comportamiento a fatiga de la mezcla asfáltica, considerando especímenes fabricados en laboratorio.

Carga Cíclica Repetida (RCL)

En la Figura 6-25 se observan los resultados del ensayo a la temperatura intermedia del pavimento determinada por medio del Grado PG. Los parámetros utilizados se mencionan en la Tabla 6.23, los cuales son los establecidos por el método de prueba.

Tabla 6.23 - Parámetros de entrada de ensayo RCL.

Origen de la muestra	RTFO
Temperatura de ensayo	28 °C
Frecuencia (Hz)	1.596 Hz
Deformación controlada	10%
Duración del ensayo	60 min

De los resultados obtenidos se observa la influencia del aditivo en la resistencia del ligante a la fatiga, donde los ligantes A0.0 y A0.3 se encuentran muy próximos el uno del otro, mientras que los ligantes A0.5 y A0.7 muestran un decremento mayor en el G^* y por lo tanto una menor vida útil a fatiga si los ligantes fueran sujetos a un mismo nivel de carga en un pavimento.

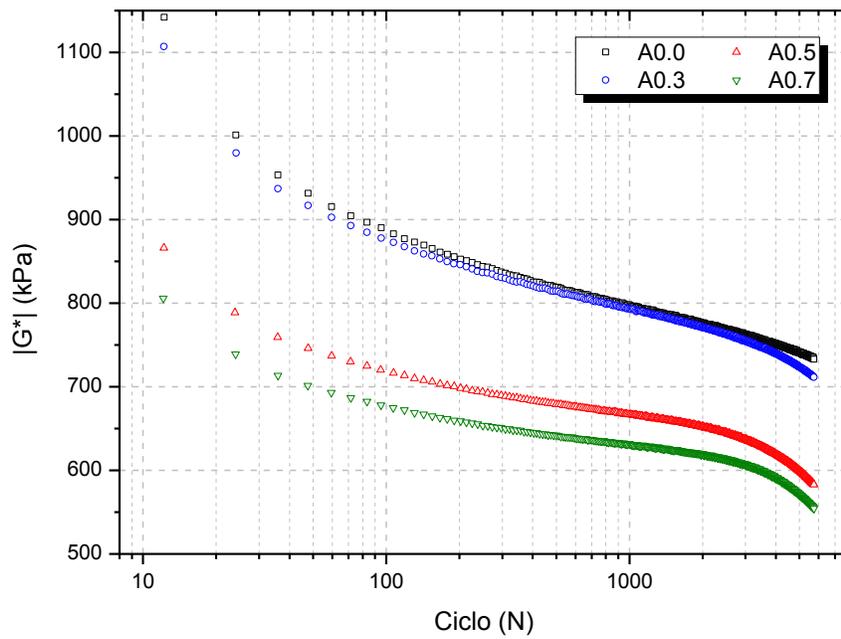


Figura 6-25 - G^* en RCL.

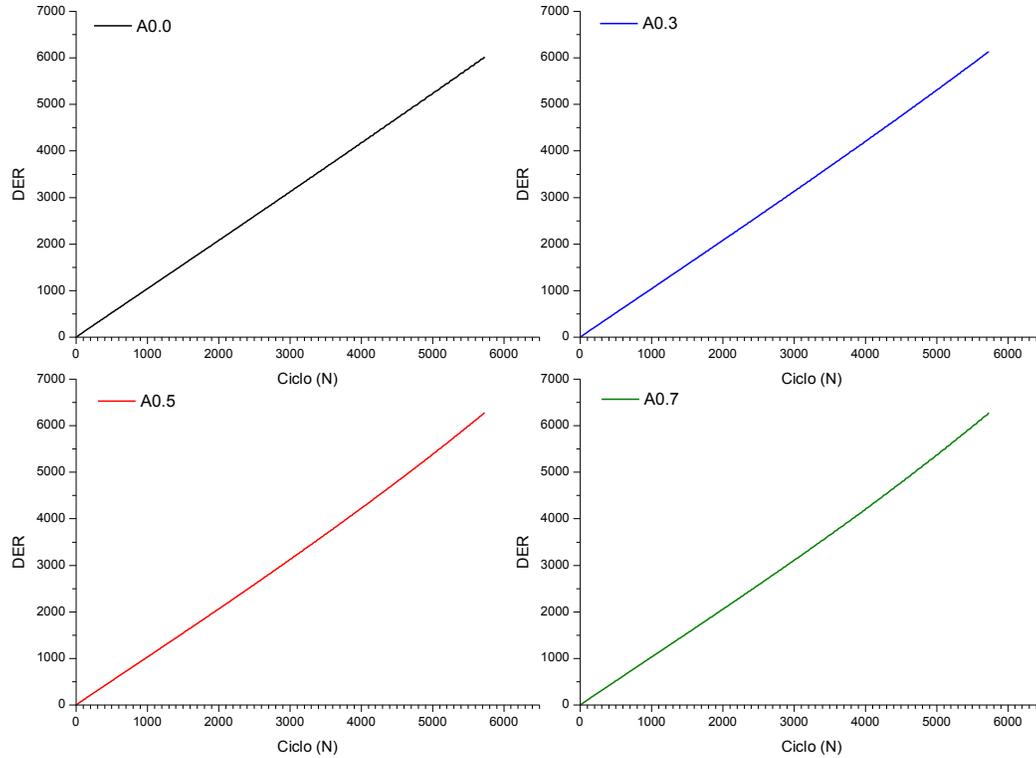


Figura 6-26 - Ciclo de falla para RCL.

El ciclo de falla, N_p , se obtiene encontrando la intersección entre la línea de igualdad y la mayor tangente a la curva (Figura 6-26). Es importante notar que no se observa un cambio significativo en la curva DER de los ligantes; prácticamente se observan líneas rectas, lo que lleva a deducir que el tiempo establecido por el método no es suficiente para lograr observar un cambio en la respuesta del material y determinar un ciclo de vida útil certero.

Posteriormente, se efectuó una modificación al método para obtener resultados comparables con la mezcla asfáltica; se adoptaron parámetros similares a los observados en el documento de Bahia et. al (2011, p.63). Los parámetros del ensayo son los presentados en la Tabla 6.24, donde la temperatura y frecuencia se igualaron al ensayo de fatiga en una mezcla asfáltica y el tiempo de aplicación de la carga se extendió hasta lograr observar un cambio en el G^* de los materiales.

Tabla 6.24 - Parámetros de entrada de ensayo RCL Modificado

Origen de la muestra	RTFO
Temperatura de ensayo	20 °C
Frecuencia (Hz)	10 Hz
Deformación controlada	5%
Duración del ensayo	240 min

Los resultados del RCL Modificado obtenidos de acuerdo a esta metodología se observan en la Figura 6-27, donde los módulos comenzaron a caer en un rango del ciclo 40,000 hasta el 150,000, dependiendo el tipo de ligante. En primer plano se puede observar como los ligantes A0.5 y A0.3 iniciaron con un módulo mayor a comparación de los demás asfaltos, sin embargo, al transcurrir los ciclos de carga se observa como el G^* cambió drásticamente (cae) ciclos antes que el A0.3 y el A0.0. De acuerdo a la misma figura, se podría decir que el A0.3 tiene un mejor desempeño a la fatiga en lo que respecta a niveles de carga hasta el ciclo 100,000; aunque por otro lado, el A0.0 no presentó un cambio drástico en el módulo durante los 160,000 ciclos a los que fue sujeto, apenas comenzando a distinguirse un pequeño decremento en el mismo.

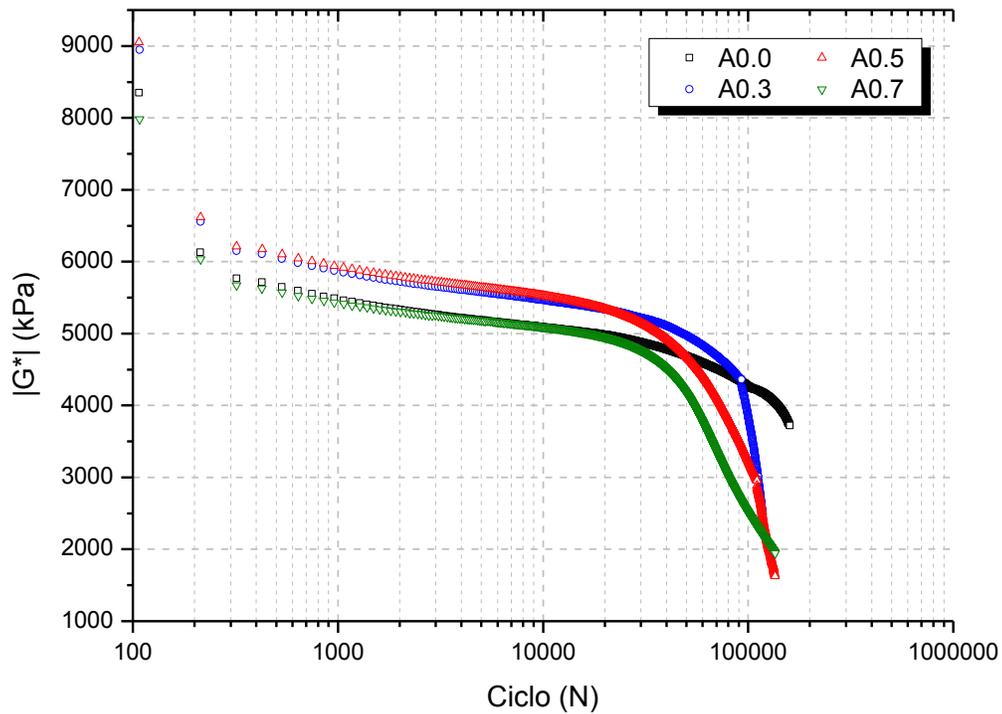


Figura 6-27 - Resultados de RCL Modificado.

De acuerdo al criterio de energía disipada (DER), se obtuvieron los ciclos de falla para cada uno de los ligantes. En la Figura 6-28 se observa la línea de igualdad cruzarse con la mayor asíntota a la curva para obtener el ciclo N_p . Los resultados se indican en la Tabla 6.25, donde el ligante con mayor resistencia a la fatiga resultó ser el A0.0. En la misma tabla, se indica la vida útil a la falla por medio del criterio Clásico, donde de igual manera, el ligante base es el que presenta un mayor número de ciclos de vida útil respecto a los demás.

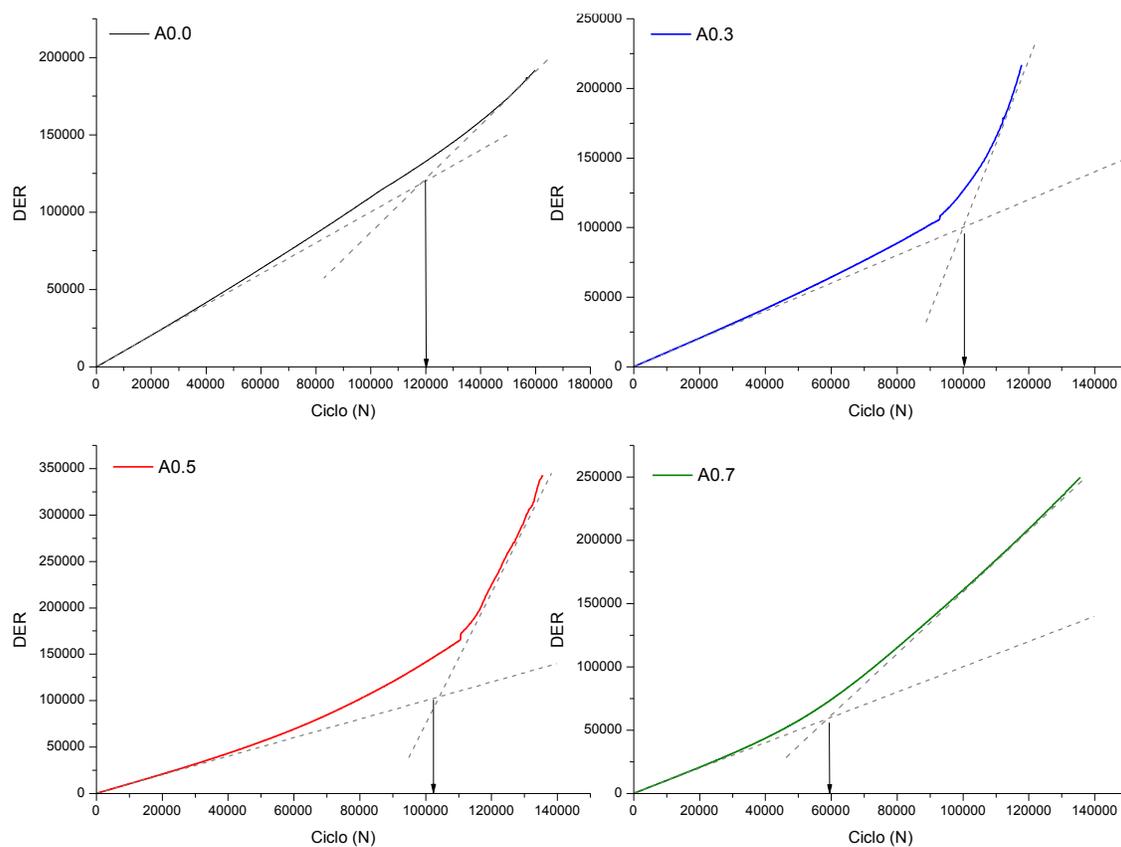


Figura 6-28 - Ciclo de falla para RCL Modificado.

Tabla 6.25 - Comparativa de ciclos de falla, RCL Modificado.

Muestra	G* inicial (kPa)	δ inicial (°)	Ciclo de Falla, N ₁ (Clásico)	Ciclo de Falla, N ₂ (Hoffman)
A0.0	8,348	42.11	118,700	120,000
A0.3	8,948	42.98	84,846	100,000
A0.5	9,050	43.34	55,775	110,000
A0.7	7,984	44.61	54,710	60,000

De acuerdo a los resultados observados por medio de este procedimiento, se puede concluir que el ligante base (A0.0) es el que presenta un mejor comportamiento a la falla por fatiga. Los

datos resultantes del método original no se consideran válidos debido a que el tiempo de ensayo no fue suficiente para observar un cambio en la curva de energía disipada y determinar el verdadero ciclo de falla para cada ligante.

Una vez evaluado en los ligantes el método RCL se determinó que es un procedimiento ineficiente para determinar la resistencia a la fatiga de un asfalto. El motivo recae en el tiempo requerido de aplicación de la carga para lograr observar un cambio drástico en el módulo de corte. Los ensayos a 20 °C se realizaron desde los 50 min. establecidos por el método hasta 4 hrs, para lograr determinar un ciclo de falla. De acuerdo a los autores Hintz, Velasquez, Johnson, & Bahia (2011), el método RCL resulta ser muy demandante en tiempos de ejecución, así como difícil de lograr la repetibilidad del ensayo. Por los motivos extenuados anteriormente, se decidió evaluar el método LAST, que es el último propuesto por los mismos autores, con la intención de determinar la vida útil a fatiga de los ligantes y observar diferencias entre un método y otro.

Barrido de Amplitud Lineal (LAST)

El procedimiento se llevó a cabo de acuerdo a lo descrito en el Capítulo anterior; a continuación se ejemplifica un cálculo de acuerdo al método. En la etapa 1 del método, se obtuvo un barrido de frecuencias como el que se observa en la Figura 6-29, en el cual se puede observar el decremento del módulo conforme la frecuencia aumenta. Esto es un comportamiento común, ya que un material al ser sometido a una frecuencia (velocidad) mayor, sufre en menor magnitud el daño de la carga que se le está ejerciendo. Por medio del módulo de corte se obtuvo el módulo de almacenamiento, $G'(\omega)$, y posteriormente se graficó para obtener el parámetro α (Figura 6-30).

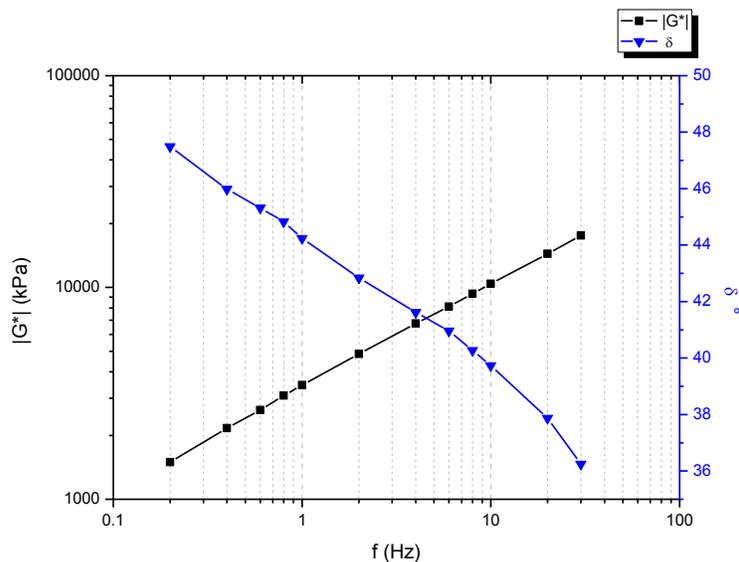


Figura 6-29 - Resultado: Barrido de frecuencias.

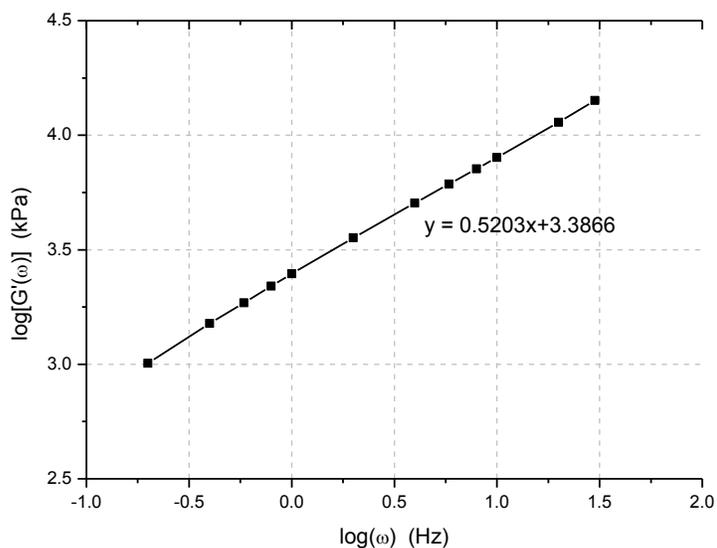


Figura 6-30 - $\log(\omega)$ vs. $\log[G'(\omega)]$

La etapa 2 corresponde al barrido de deformaciones a una frecuencia definida, el cual se observa como en la Figura 6-31, donde se aplica una deformación controlada desde 0.1 hasta 30%, y se registra el esfuerzo requerido para lograrla. A partir de ello y los módulos G^* registrados, se analizan los datos por medio del VECD.

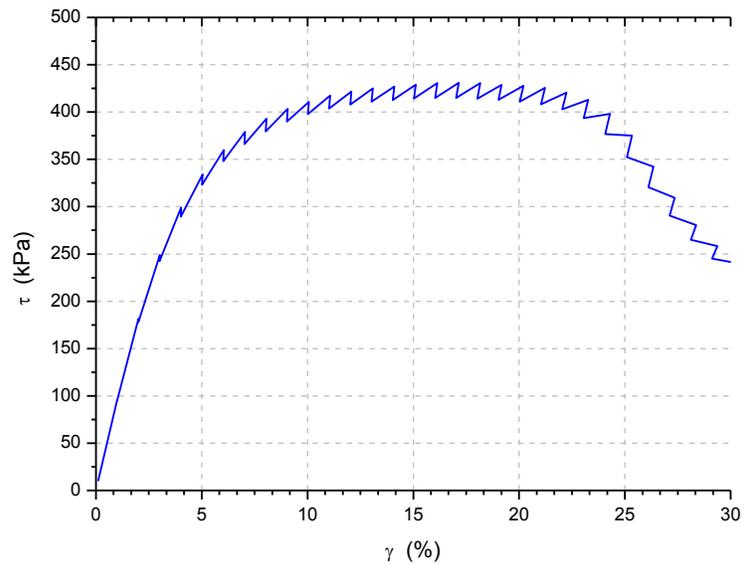


Figura 6-31 - Resultado: Barrido de deformaciones.

Partiendo de los datos iniciales mostrados en la Tabla 6.26, se realizaron los cálculos correspondientes para obtener el daño acumulado en cada ciclo (Tabla 6.27) y posteriormente, calcular los coeficientes del ajuste de curva de daño (Tabla 6.28).

Tabla 6.26 - Datos para cálculo de método LAST.

$\alpha =$	1.9218
$G_{inicial}^* =$	10.45 MPa
$C_0 =$	1.00
$\tau_{max} =$	430.8 MPa
$f =$	10 Hz

Tabla 6.27 - Ejemplo de cálculo del daño acumulado y ajuste de curva para $30 < t < 80$.

t	γ_0	τ	$ G^* $	$C(t)$	$D(t)$	$\log(C_0 - C(t))$	$\log(D(t))$
s	%	Mpa	MPa				
31.4	2.0	178.1	9.5	0.910	2.298	—	—
37.5	3.0	249.1	8.8	0.847	5.048	—	—
42.1	3.0	242.6	8.7	0.828	6.147	—	—
48.2	4.0	298.9	8.0	0.764	10.205	-0.626	1.009
52.6	4.0	289.4	7.8	0.744	11.890	-0.591	1.075
58.8	5.0	334.2	7.2	0.686	16.979	-0.503	1.230
63.3	5.0	323.2	7.0	0.667	19.135	-0.478	1.282
69.4	6.0	359.8	6.5	0.618	24.921	-0.418	1.397
73.8	6.0	348.0	6.3	0.601	27.481	-0.399	1.439

Tabla 6.28 - Coeficientes para ley de fatiga.

$C_1 =$	0.131
$C_2 =$	0.336
$C_{a\tau max} =$	0.271
$D_f =$	164.015
$k =$	2.275
$B =$	3.844
$A =$	21,492,310

Finalmente, se obtiene el parámetro de fatiga, N_f , para ajustar al modelo de desempeño a fatiga en ligantes y se normaliza para 1 millón de ESALs. A partir de ello, se construye la ley de fatiga (Figura 6-32) con la cual se determina la vida útil de un pavimento a la fatiga suponiendo distintos niveles de tránsito en función de la deformación máxima esperada.

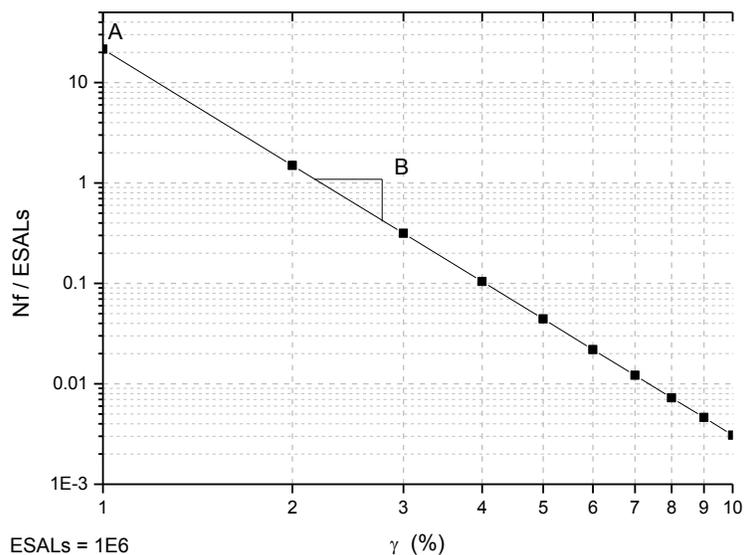


Figura 6-32 - Curva para Ley de Fatiga

Los resultados arrojados por el barrido de deformaciones (amplitud), para todos los ligantes — envejecidos en RTFO— a dos temperaturas de ensayo, se muestran en la Figura 6-33. Los datos se analizarán en dos secciones: influencia del aditivo e influencia de la temperatura.

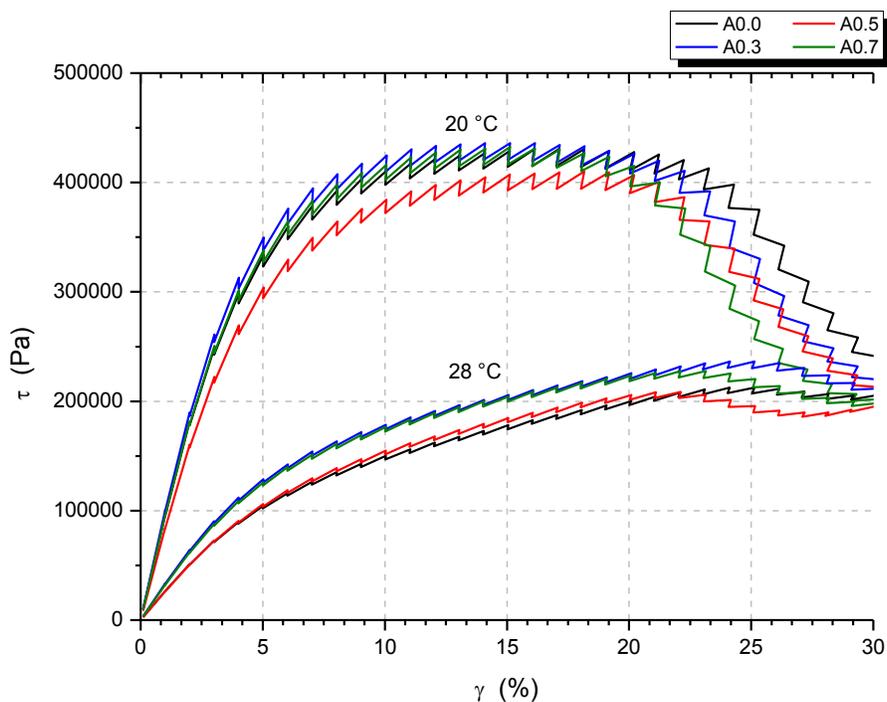


Figura 6-33 - Resultados LAST - Residuo de RTFO.

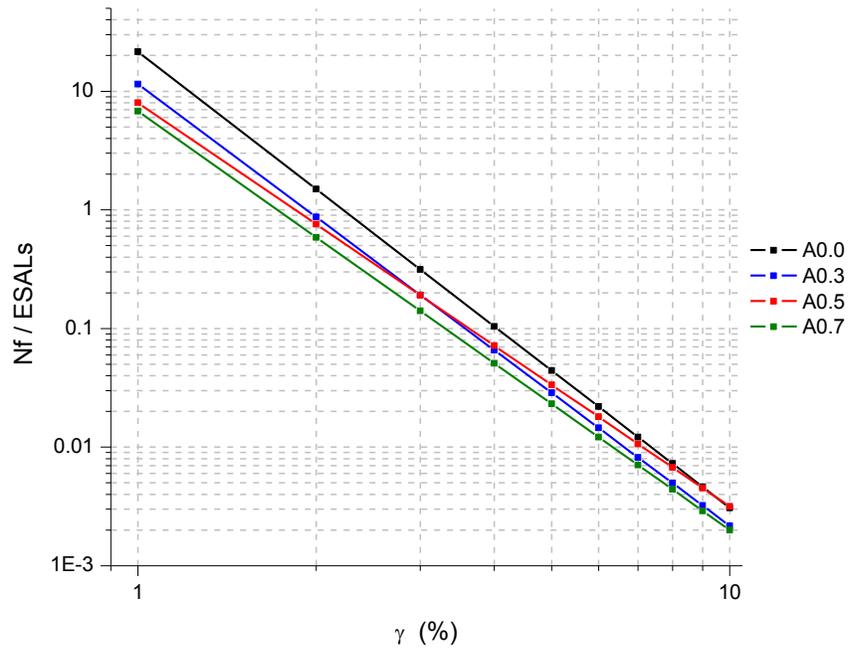


Figura 6-34 - Ley de Fatiga para 20 °C.

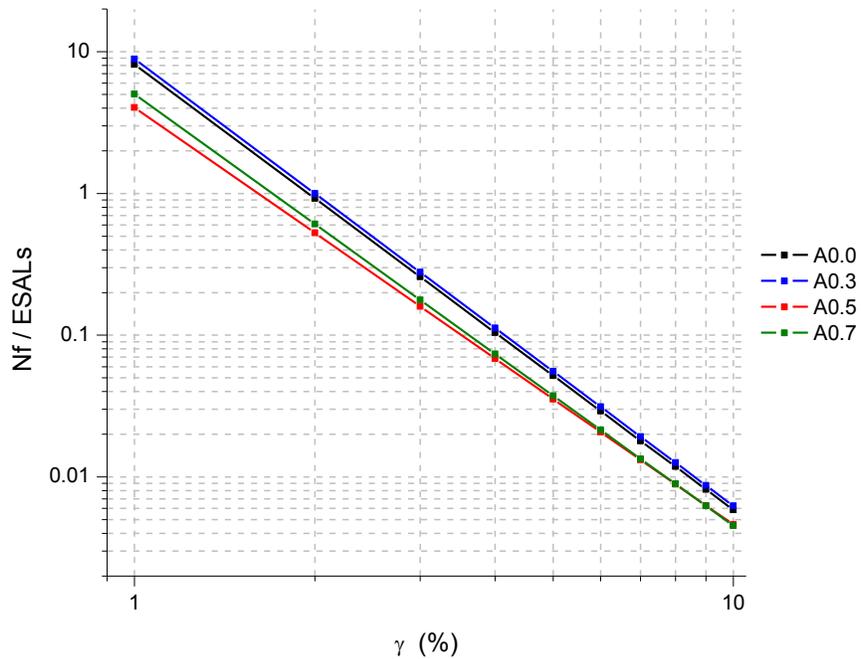


Figura 6-35 - Ley de Fatiga para 28 °C.

Influencia del aditivo

De acuerdo a la Figura 6-33, a una temperatura de 20 °C se pudo notar una ligera mejoría en el esfuerzo cortante del A0.3, respecto a los demás ligantes, en el rango que comprende deformaciones desde 0.1 hasta 20%. Posteriormente, se registró un decremento en la pendiente de la curva del mismo ligante, siendo el A0.0 quien presentó un mejor desempeño en rangos del 20 - 30% de deformación. Dichas variaciones son pequeñas y se pueden deber a la dispersión del ensayo, por lo que los datos se analizaron de acuerdo a la ley de fatiga. Para la misma temperatura, el A0.0 mostró tener un mejor comportamiento a la fatiga (Figura 6-34), con variaciones respecto a los demás ligantes como se muestra en la Tabla 6.29.

Tabla 6.29 - Variación de N_f a 20 °C.

γ max (%)	Parcial			Acumulada	
	A0.0 - A0.3	A0.3 - A0.5	A0.5 - A0.7	A0.0 - A0.5	A0.0 - A0.7
1.0	-47%	-30%	-15%	-63%	-68%
5.0	-35%	17%	-31%	-24%	-48%
10.0	-29%	46%	-37%	3%	-35%

Un aspecto interesante es notar el incremento (variación positiva) del ligante A0.5 respecto al ligante A0.3 en deformaciones mayores al 5%. De igual manera, se observó un incremento en la vida a fatiga respecto al A0.0, aunque de menor magnitud (3%) a una deformación del 10%. Lo anterior se debe al valor de la pendiente, B , de la curva de fatiga para el A0.5; lo que indica que —aunque no fue el ligante con mejor comportamiento— con dicha concentración se obtiene un ligante con menor susceptibilidad al agrietamiento por fatiga en altas deformaciones.

Por otro lado, a una temperatura intermedia del pavimento (28 °C), se observó en la Figura 6-33 nuevamente al ligante A0.3 demostrar un mejor desempeño respecto a los demás, en el rango total de deformaciones del ensayo. Aunado a esto, en la Ley de Fatiga (Figura 6-35) se determinó el mismo comportamiento; siendo el A0.3 el ligante con mayor resistencia a la fatiga de los 4 evaluados. La variación del ciclo de falla para distintas deformaciones, se indican en la

Tabla 6.30. En este caso, el A0.5 también mostró tener una pendiente, B , menor a las demás curvas de fatiga.

Tabla 6.30 - Variación de N_f a 28 °C.

γ max (%)	Parcial			Acumulada	
	A0.0 - A0.3	A0.3 - A0.5	A0.5 - A0.7	A0.0 - A0.5	A0.0 - A0.7
1.0	9%	-54%	24%	-50%	-35%
5.0	7%	-36%	5%	-31%	-26%
10.0	7%	-26%	-2%	-21%	-21%

Influencia de la temperatura.

Se observó un cambio significativo en el esfuerzo requerido para alcanzar las deformaciones estipuladas en el procedimiento con el cambio de temperatura. A menor temperatura los ligantes presentan un mejor comportamiento ya que son más rígidos por lo que para presentar una deformación del 15%, por ejemplo, se les requiere aplicar un esfuerzo del orden de 400 kPa; por el contrario a una mayor temperatura, estos requerirían un esfuerzo del orden de 200 kPa para presentar la misma deformación. En la

Tabla 6.31 se muestran los porcentajes de variación en los esfuerzos para dos temperaturas y distintas deformaciones. Se observa un decremento de los esfuerzos, como se había mencionado anteriormente, para una mayor temperatura. Por otro lado, a mayor porcentaje de deformación los esfuerzos tienden a equilibrarse, lo que indica que a una deformación del 30% o mayor, el material fallará con el mismo nivel de esfuerzo sin importar la temperatura a la que esté sometido. En un pavimento se traduciría a un vehículo exageradamente pesado que ejerciera deformaciones tan grandes, que no importaría la temperatura ambiental (rigidez del material), simplemente fallaría de igual manera.

Tabla 6.31 - Variación de esfuerzos - Residuo de RTFO.

Muestra	γ (%)	τ (kPa) - 20°C	τ (kPa) - 28°C	Variación
A0.0	0.1	10	3	-73%
	15	414	174	-58%
	30	230	203	-12%
A0.3	0.1	10	3	-67%
	15	421	201	-52%
	30	212	207	-2%
A0.5	0.1	9	3	-69%
	15	393	181	-54%
	30	207	194	-7%
A0.7	0.1	10	3	-66%
	15	416	200	-52%
	30	198	196	-1%

Punto de fusión

Para tratar de explicar el cambio en el ligante con mayor resistencia a 20 y 28 °C de acuerdo al LAST, se decidió verificar el punto de fusión (PF) de los ligantes en el residuo de RTFO, que fue el ligante evaluado por fatiga. De acuerdo a la Figura 6-36, se observa como varía el punto de fusión del asfalto con la inclusión del aditivo en un rango de temperaturas aproximado de 18 - 22 °C.

De acuerdo a las temperaturas de la Tabla 6.32, el cambio en el ligante con mejor comportamiento a fatiga de acuerdo al método LAST a 20 y 28 °C, se puede atribuir al punto de fusión. Lo anterior debido a que los ligantes en cuestión (A0.0 y A0.3) tienen un punto de fusión arriba de los 20 °C, lo que indica que el ensayo evaluado a 28 °C no mostró resultados certeros, ya que el ligante se encuentra en un estado líquido-viscoso, el cual no es apto para ser evaluado a fatiga; por el contrario el ensayo llevado a cabo a 20 °C se encuentra ya en el rango sólido-rígido, por lo que es una temperatura adecuada para evaluar este modo de falla.

Se pudo observar también que los ligantes A0.5 y A0.7 presentan un punto de fusión debajo de los 20 °C, por lo que lo ideal hubiera sido realizar la evaluación a una temperatura donde todos los ligantes se encuentren en estado sólido-rígido para obtener una comparativa real en comportamientos.

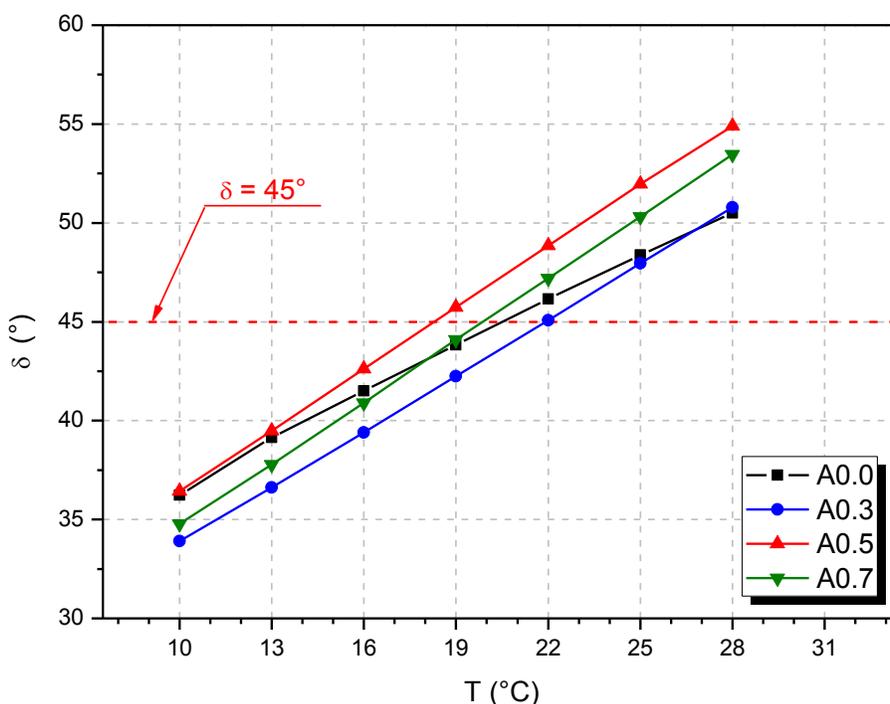


Figura 6-36 - Localización de PF en residuo de RTFO.

Tabla 6.32 - Punto de fusión en residuo de RTFO.

Ligante	Punto de Fusión
A0.0	20.5 °C
A0.3	21.8 °C
A0.5	18.3 °C
A0.7	19.9 °C

De acuerdo a lo observado en este apartado sobre la resistencia a fatiga de los ligantes asfálticos, se determinó que el ligante A0.0 es el que presenta un mejor comportamiento a dicho modo de falla evaluado por el método LAST a una temperatura de 20 °C. Por otro lado, reflexionando sobre la aplicación del método RCL, el ligante A0.0 también fue el que mostró un mejor comportamiento de acuerdo a dicha metodología.

El punto de fusión resultó ser un factor determinante para definir la vida a fatiga de un asfalto, ya que éste deberá evaluarse a una temperatura donde el ángulo de fase sea igual o menor a 45 °; cuando presenta un comportamiento sólido-elástico.

7. Conclusiones

El asfalto es el material aglutinante más utilizado en la industria de la construcción de pavimentos en México y gran parte del mundo. El estudio de su comportamiento mecánico resulta importante debido a que este influye directamente en el desempeño de la mezcla, proporcionándole características viscoelásticas.

El presente estudio se enfocó en la influencia que ejerce un aditivo químico promotor de adherencia en las propiedades reológicas de un ligante asfáltico modificado con SBS por medio de la clasificación por Grado PG y tres ensayos desarrollados recientemente para determinar la susceptibilidad a la deformación permanente (MSCR) y la fatiga (RCL y LAST) de asfaltos con modificador incorporado.

De acuerdo a la clasificación por Grado PG, se determinó que el asfalto original y con menor concentración de aditivo (A0.0 y A0.3) presenta un mejor comportamiento a temperaturas altas, cuando el pavimento es susceptible a fallar por deformación permanente. Por el contrario, dicho asfalto con mayor concentración de aditivo (0.5% y 0.7%) tendrá un mejor comportamiento cuando esté expuesto a temperaturas intermedias y bajas —cuando el pavimento es más propenso a presentar agrietamiento por fatiga o térmico—, debido a la pérdida de rigidez que experimenta con la inclusión del aditivo y de acuerdo a esta caracterización.

El ensayo de Creep Repetido (MSCR) demostró un comportamiento similar al observado en el Grado PG. El aditivo jugó un papel muy importante en el desempeño a la deformación permanente en el asfalto, ya que se incrementó la magnitud en la deformación a medida que la concentración de aditivo también se incrementaba. Lo anterior se puede atribuir a que el asfalto se volvió un material más fluido con el aditivo, lo que redujo la resistencia del mismo en su condición inicial. Nuevamente, el ensayo MSCR y su clasificación indicaron que el asfalto sin aditivo tendría mejor comportamiento a la deformación permanente.

En lo que respecta a la evaluación del agrietamiento por fatiga, el ensayo RCL determinó que el asfalto sin aditivo puede resistir un mayor número de ciclos de carga antes de llegar al ciclo del inicio de la grieta, a diferencia del mismo con aditivo. El decremento en los ciclos de carga a resistir fue gradual con el incremento en la concentración del aditivo. En este punto se

determina la primer discrepancia entre resultados de la clasificación por Grado PG y el ensayo RCL desarrollado para ligantes asfálticos modificados. Por otro lado, este ensayo resultó ser muy demandante en tiempo de ejecución, ya que puede requerir hasta más de 4 horas dependiendo los parámetros de entrada del mismo y la resistencia del asfalto, por lo que se optó por evaluar los ligantes con el ensayo LAST.

Otro método más reciente para evaluar la vida a la fatiga de los asfaltos es el ensayo LAST. De acuerdo a este, se observó nuevamente la influencia del aditivo en el asfalto, donde a 20 °C el asfalto sin aditivo mostró tener una mayor vida útil, mientras que a 28 °C el asfalto con 0.3% de aditivo mejoró la resistencia a fatiga. La diferencia en resultados con el cambio de temperatura se puede atribuir al punto de fusión del asfalto. Una gran ventaja de utilizar este procedimiento de evaluación, es que una sola corrida (30 min. aprox.), evalúa el comportamiento del asfalto a distintos niveles de esfuerzo, por lo que en esta se determina la ley de fatiga del cemento asfáltico.

En términos generales, el Grado PG del ligante sí se ve influenciado por el aditivo promotor de adherencia; donde utilizando concentraciones bajas (0.3%) no se registra cambio en el PG, mientras que utilizando concentraciones mayores (0.5% y 0.7%) se observa un decremento en la temperatura alta y un incremento en la temperatura baja. El ensayo MSCR resultó indicar un comportamiento similar al observado en el PG, donde el aditivo disminuye considerablemente la resistencia a la deformación permanente. Por otro lado, los ensayos RCL y LAST también muestran un decremento en la resistencia del asfalto a la fatiga con la inclusión del aditivo.

De acuerdo a los resultados observados, y en términos del ligante asfáltico, la concentración óptima de aditivo sería del 0.0%, ya que con la inclusión de éste, la resistencia del asfalto comienza a disminuir. Cabe destacar que el aditivo de adherencia es un producto cuya finalidad se establece en la mezcla asfáltica, por lo que se deberá evaluar su eficacia en esta y así corroborar la aplicabilidad de los métodos de prueba en asfaltos para predecir el comportamiento de la mezcla.

En la presente investigación se determinó un decremento en la resistencia del asfalto, a pesar que el aditivo mejora la resistencia de la mezcla asfáltica, por lo que la importancia radica en establecer que debe evaluarse la influencia de los productos que se adicionen al asfalto para

determinar el cambio en sus propiedades y que el proyectista lo tenga en cuenta para prevenir posibles fallas en el pavimento. A diferencia de lo establecido por Xiao & Amirkhanian (2010) y Morea *et. al.* (2012), un aditivo químico de adherencia sí puede modificar las propiedades reológicas del asfalto en gran medida.

8. Bibliografía

1. AASHTO MP19. (2010). *Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test*. Recuperado el 22 de Mayo de 2014, de The Tech Standard: <http://www.thetechstandard.com/AASHTO-MP-19-10>
2. AASHTO T340. (2010). *Standard Method of Test for Determining the Rutting Susceptibility of Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Asphalt Pavement Analyzer (APA)*. Recuperado el 23 de Marzo de 2014, de Techstreet: <http://www.techstreet.com/products/1754146>
3. AASHTO TP101. (2014). *Estimating Damage Tolerance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep*. Recuperado el 12 de Agosto de 2014, de Modified Asphalt Research Center: <http://uwmarc.wisc.edu/files/linearamplitudesweep/AASHTO-TP101-LAS-May-2013-v2.pdf>
4. AASHTO TP70. (2012). *Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)*. Recuperado el 15 de marzo de 2014, de Techstreet: <http://www.techstreet.com/products/1841694>
5. AASHTO TP70. (2012). *Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)*. Recuperado el 15 de marzo de 2014, de TECHSTREET: <http://www.techstreet.com/products/1841694>
6. Alarcón, J., Chávez, J., Chávez, C., & Cortés, L. (2007). Estudio de la afinidad de un agregado basáltico triturado utilizando asfaltos convencionales y aditivos promotores de adherencia. *Infraestructura Vial*(18), 39-43.
7. AMAAC-PA-MA 01. (2013). *Diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño*. Recuperado el 4 de agosto de 2014, de Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.: <http://www.amaac.org.mx/>
8. AMAAC-RA-02. (2008). *Susceptibilidad a la deformación por rodera de una mezcla asfáltica, por medio del Analizador de Pavimentos Asfálticos, (APA)*. Recuperado el 10 de junio de 2014, de Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.: <http://www.amaac.org.mx/>

9. AMAAC-RA-06. (2008). *Compactación de mezclas asfálticas con el equipo Compactador Giratorio*. Recuperado el 10 de junio de 2014, de Asociación Mexicana del Asfalto, A.C.: <http://www.amaac.org.mx/>
10. Asphalt Institute. (2001). *Superpave Mix Design: SP 2* (3ra ed.). Lexington, KY, EUA: Asphalt Institute.
11. Asphalt Institute. (2008). *Asphalt Pavement Distress Summary*. Recuperado el 12 de junio de 2014, de http://www.asphaltinstitute.org/public/engineering/maintenance_rehab/asphalt-pavement-distress-summary.dot
12. Asphalt Institute Inc. y European Bitumen Association-Eurobitume. (2011). *The Bitumen Industry - A Global Perspective*. Recuperado el 9 de enero de 2014, de www.asphaltinstitute.org/public/IS230_2ndedition.pdf
13. ASTM D2872. (2012). *Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)*. Recuperado el 1 de febrero de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D2872.htm>
14. ASTM D4402. (2013). *Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer*. Recuperado el 1 de julio de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D4402.htm>
15. ASTM D6373. (2013). *Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder*. Recuperado el 01 de julio de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D6373.htm>
16. ASTM D6521. (2013). *Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV)*. Recuperado el 13 de junio de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D6521.htm>
17. ASTM D6648. (2008). *Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR)*. Recuperado el 20 de mayo de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D6648.htm>

18. ASTM D70. (2009). *Standard Test Method for Density of Semi-Solid Bituminous Materials (Pycnometer Method)*. Recuperado el 12 de Marzo de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D70.htm>
19. ASTM D7175. (2008). *Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer*. Recuperado el 1 de febrero de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D7175.htm>
20. ASTM D7460. (2010). *Standard Test Method for Determining Fatigue Failure of Compacted Asphalt Concrete Subjected to Repeated Flexural Bending*. Recuperado el 20 de mayo de 2014, de ASTM International: <http://www.astm.org/Standards/D7460.htm>
21. Bahia, H., Hanson, D., Zeng, M., Zhai, H., Khatri, M., & Anderson, R. (2001). *Characterization of modified asphalt binders in Superpave Mix Design*. Washington D.C., EUA: National Academy Press.
22. Castro, O. W. (2013). *Diseño de mezcla asfáltica gruesa con aditivo para capa de rodadura en la carretera Portoviejo - Santa Ana*. Recuperado el 23 de Julio de 2014, de Universidad Técnica de Manabí: <http://repositorio.utm.edu.ec/handle/123456789/11482>
23. Dubois, E., Mehta, Y., & Nolan, A. (2014). Correlation between multiple stress creep recovery (MSCR) results and polymer modification binder. *Construction and Building Materials*, 65, 184-190.
24. Garnica, P., Delgado, H., & Sandoval, C. (2005). *PT 271: Análisis Comparativo de los Métodos Marshall y Superpave para Compactación de Mezclas Asfálticas*. Recuperado el 4 de agosto de 2014, de Instituto Mexicano del Transporte: <http://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt271.pdf>
25. Gutiérrez, Á. (2003). Metodología para la evaluación de la eficiencia de aditivos promotores de adhesión. *Tercer Congreso Mexicano del Asfalto* (págs. 22-40). México, D.F.: AMAAC.

26. Hintz, C., Velasquez, R., Johnson, C., & Bahia, H. (2011). *Modification and validation of the linear amplitude sweep test for binder fatigue specification*. Recuperado el 10 de Septiembre de 2014, de Transportation Research Board: <http://trid.trb.org/view.aspx?id=1093030>
27. Kennedy, T. W., Huber, G. A., Harrigan, E. T., Cominsky, R. J., Hughes, C. S., Von Quintus, H., & Moulthrop, J. S. (1994). *Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): The Product of the SHRP Asphalt Research Program*. Washington, DC, EUA: Strategic Highway Research Program.
28. Morea, F., Marcozzi, R., & Castaño, G. (2012). Rheological properties of asphalt binders with chemical tensoactive additives used in Warm Mix Asphalts (WMAs). *Construction and Building Materials*, 29, 135-141.
29. Oliveira, J. R., Silva, H. M., Abreu, L. P., & Gonzalez-Leon, J. A. (2012). The role of a surfactant based additive on the production of recycled warm mix asphalts – Less is more. *Construction and Building Materials*, 35, 693-700.
30. Pape, P. G. (2011). Adhesion Promoters. En S. Ebnesajjad, *Handbook of Adhesives and Surface Preparation* (págs. 369-386). Chadds Ford, PA, EUA: Plastics Design Library.
31. Rebollo, O., Botasso, G., Soengas, C., & Cuattrocchio, A. (2008). Nueva metodología para la valoración de la adherencia árido – ligante. *1º Congreso Argentino de áridos* (págs. 409-416). Buenos Aires: ARIDOS 2008.
32. Reyes, O., & Camacho, J. (2008). Influencia de la granulometría en la resistencia al ahuellamiento de mezclas asfálticas. *Ingeniería & Desarrollo*(23), 26-42.
33. Salazar, A., Delgado, H., Garnica, P., & Terán, R. (2013). Evaluación del desempeño de una mezcla asfáltica densa con aditivos mejoradores de adherencia y asfalto modificado tipo SBS, mediante Protocolo AMAAC, niveles I-II. *Asfáltica: Revista Técnica*(35), 33-42.
34. Xiao, F., & Amirkhanian, S. N. (2010). Effects of liquid antistrip additives on rheology and moisture susceptibility of water bearing warm mixtures. *Construction and Building Materials*, 24, 1649-1655.

Anexo 1.

Resultados de Asfaltos

VISCOSIDAD												
No. Ensayo	A0.0			A0.3			A0.5			A0.7		
	Pa·s	% Variación		Pa·s	% Variación		Pa·s	% Variación		Pa·s	% Variación	
1	1.10	0.64%	OK	1.05	-0.95%	OK	0.976	-1.84%	OK	0.962	1.04%	OK
2	1.107			1.04			0.958			0.972		

DSR																				
No. Ensayo	A0.0					A0.3					A0.5					A0.7				
	°C	kPa		% Variación		°C	kPa		% Variación		°C	kPa		% Variación		°C	kPa		% Variación	
Original-1	76	G*/sinδ	1.677	-4.29%	OK	76	G*/sinδ	1.250	-1.44%	OK	76	G*/sinδ	1.094	1.83%	OK	76	G*/sinδ	1.058	1.51%	OK
Original-2	76	G*/sinδ	1.605			76	G*/sinδ	1.232			76	G*/sinδ	1.114			76	G*/sinδ	1.074		
RTFO-1	82	G*/sinδ	2.495	-2.97%	OK	76	G*/sinδ	2.654	-6.78%	OK	70	G*/sinδ	3.902	0.97%	OK	70	G*/sinδ	3.629	-5.95%	OK
RTFO-2	82	G*/sinδ	2.421			76	G*/sinδ	2.474			70	G*/sinδ	3.940			70	G*/sinδ	3.413		
PAV-1	22	G*(sinδ)	3945.6	4.41%	OK	22	G*(sinδ)	4110.0	-3.40%	OK	22	G*(sinδ)	4009.6	-12.86%	OK	22	G*(sinδ)	3595.1	-3.72%	OK
PAV-2	22	G*(sinδ)	4119.6			22	G*(sinδ)	3970.4			22	G*(sinδ)	3494			22	G*(sinδ)	3461.5		
PAV-1	20	G*(sinδ)	4734.2	8.59%	OK	20	G*(sinδ)	5046.1	-2.75%	OK	20	G*(sinδ)	4880	-8.80%	OK	20	G*(sinδ)	4453.8	-2.95%	OK
PAV-2	20	G*(sinδ)	5140.9			20	G*(sinδ)	4907.2			20	G*(sinδ)	4450.6			20	G*(sinδ)	4322.6		
PAV-1	19	G*(sinδ)	5203.8	6.61%	OK	19	G*(sinδ)	5378.3	-0.52%	OK	19	G*(sinδ)	5385.7	-10.39%	OK	19	G*(sinδ)	4950.5	-3.97%	OK
PAV-2	19	G*(sinδ)	5547.6			19	G*(sinδ)	5350.1			19	G*(sinδ)	4825.9			19	G*(sinδ)	4754.1		

CAMBIO DE MASA (RTFO)												
No. Ensayo	A0.0			A0.3			A0.5			A0.7		
	%	% Variación		%	% Variación		%	% Variación		%	% Variación	
1	-0.279	-0.21%	OK	-0.273	-0.04%	OK	-0.282	-0.55%	OK	-0.279	2.83%	OK
2	-0.278			-0.273			-0.280			-0.287		

BBR																				
No. Ensayo	A0.0					A0.3					A0.5					A0.7				
	°C	Resultados		% Variación		°C	Resultados		% Variación		°C	Resultados		% Variación		°C	Resultados	% Variación		
1	-12	S	120	3.33%	OK	-12	S	129	-6.20%	OK	-12	S	119	4.20%	OK	-12	S	120	0.00%	OK
2	-12	S	124			-12	S	121			-12	S	124			-12	S	120		
1	-12	m	0.292	0.68%	OK	-12	m	0.299	-2.01%	OK	-12	m	0.302	-1.66%	OK	-12	m	0.305	-2.95%	OK
2	-12	m	0.294			-12	m	0.293			-12	m	0.297			-12	m	0.296		
1	-6	S	57.2	0.17%	OK	-6	S	59.9	-7.01%	OK	-6	S	58.4	-0.17%	OK	-6	S	57.6	-2.08%	OK
2	-6	S	57.3			-6	S	55.7			-6	S	58.3			-6	S	56.4		
1	-6	m	0.328	-0.61%	OK	-6	m	0.337	-0.89%	OK	-6	m	0.341	-0.29%	OK	-6	m	0.341	-0.88%	OK
2	-6	m	0.326			-6	m	0.334			-6	m	0.34			-6	m	0.338		