



Universidad Autónoma de Querétaro  
Facultad de Ingeniería

Influencia de la compactación en el desempeño mecánico  
de mezclas asfálticas en caliente elaboradas con pavimento  
asfáltico recuperado (RAP)

Trabajo escrito

Que como parte de los requisitos para  
obtener el grado de:

Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

Presenta

Ing. Leonardo Ambrosio Ochoa Ambriz

Dirigido por:

Dra. María de la Luz Pérez Rea

Co-dirigido por:

Dr. Pedro Limón Covarrubias

Querétaro, Qro., a 29 de noviembre del 2019



Universidad Autónoma de Querétaro Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

Influencia de la compactación en el desempeño mecánico de mezclas  
asfálticas en caliente elaboradas con pavimento asfáltico recuperado (RAP)

Trabajo escrito

Opción de titulación:  
Tesis

Que como parte de los requisitos para  
obtener el Grado de  
Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

Presenta  
Ing. Leonardo Ambrosio Ochoa Ambriz

Dirigido por:  
Dra. María de la Luz Pérez Rea

Co-dirigido por:  
Dr. Pedro Limón Covarrubias

Dra. María de la Luz Pérez Rea  
Presidente

Dr. Pedro Limón Covarrubias  
Secretario

Dr. Eduardo Rojas González  
Vocal

Dr. Omar Chávez Alegría  
Suplente

Dra. Genoveva Hernández Padrón  
Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.  
Noviembre 2019  
México

## RESUMEN

En años recientes, el pavimento asfáltico recuperado (RAP) se ha convertido en el centro de atención de la industria de los pavimentos flexibles, puesto que su uso en la fabricación de nuevas mezclas asfálticas en caliente ha demostrado ser una alternativa exitosa para obtener importantes beneficios económicos y ambientales. Sin embargo, la falta de una metodología bien definida para incorporar este material en el diseño volumétrico no ha permitido que la utilización del RAP sea una práctica habitual, menos aún, en altos porcentajes. Es por ello que, en el presente estudio, se analizó la influencia de la compactación giratoria en búsqueda del contenido de asfalto que permitiera a las mezclas recicladas alcanzar índices de flexibilidad (FI)  $\geq 8.0$  en pruebas de agrietamiento sin mermar su capacidad para soportar las deformaciones permanentes en rueda cargada de Hamburgo (rodera  $\leq 12.5$  mm). Para tales fines, se evaluaron tres porcentajes de RAP (15, 30 y 45%) aplicando a cada uno de ellos tres energías de compactación diferentes (75, 100 y 125 giros). Además, para cada tasa de RAP fijada en el estudio una dosis particular de aditivo rejuvenecedor fue añadida, resultando así un total de diecinueve mezclas evaluadas. Los resultados más sobresalientes demuestran que disminuir la energía de compactación (incrementar el contenido de asfalto) no logró por sí sola elevar a los niveles deseados el desempeño de las mezclas con 30 y 45% de RAP. No obstante, mediante la aplicación de 75 giros en combinación con la incorporación de rejuvenecedor fue posible diseñar concretos asfálticos reciclados de alta calidad con hasta 45% de RAP, exhibiendo este último un mejor desempeño versus la mezcla virgen. Adicionalmente, 125 giros fue la energía de compactación adecuada para las mezclas diseñadas con 15% de RAP independientemente si contienen o no aditivo, ya que bajo este nivel de densificación se lograron desarrollar propiedades mecánicas equiparables o superiores a la mezcla 100% nueva. Finalmente, los resultados derivados del diagrama de interacción del desempeño (diseño balanceado) permitieron identificar nueve alternativas de pavimentación sustentable que, en términos de estabilidad y durabilidad, podrían desempeñarse igual o incluso mejor que la mezcla sin RAP.

**Palabras clave:** pavimento asfáltico recuperado, compactación giratoria Superpave, rejuvenecedor, mezcla asfáltica, desempeño mecánico.

## SUMMARY

In recent years, reclaimed asphalt pavement (RAP) has become the centre of attention of the flexible pavement industry, since its use in the fabrication of hot mix asphalt has proven to be a successful alternative to obtain significant economic and environmental benefits. However, the lack of a well-defined methodology to incorporate this material into the volumetric design has not allowed the use of RAP to be a common practice, even less in high percentages. Because of this, in the present study, the influence of gyratory compaction was analyzed in search of the asphalt content that allowed recycled mixtures to reach flexibility indices (FI)  $\geq 8.0$  in cracking tests without reducing their ability to withstand permanent deformations in Hamburg Wheel tracking tests (rutting  $\leq 12.5$  mm). For these purposes, three percentages of RAP (15, 30 and 45%) were evaluated by applying to each of them three different compaction energies (75, 100 and 125 gyrations). In addition, for each RAP rate fixed in the study a particular dose of rejuvenator additive was added, resulting in a total of nineteen mixtures evaluated. The most outstanding results show that reducing only the compaction energy (increasing the asphalt content) failed to raise the performance of mixes with 30 and 45% RAP to the desired levels. However, by applying 75 gyrations in combination with the incorporation of rejuvenator it was possible to design high quality recycled asphalt concrete with up to 45% RAP, this one showed a better performance in comparison with the virgin mix. Additionally, 125 gyrations were the adequate compaction energy for mixes designed with 15% RAP regardless of whether or not they contain additive, since under this level of densification it was possible to develop mechanical properties similar or even higher than those shown by the 100% new mixture. Finally, the results derived from the performance diagram interaction (balanced design) allowed us to identify nine sustainable paving alternatives that, in terms of stability and durability, could theoretically perform comparable or even better than the mix without RAP.

**Keywords:** reclaimed asphalt pavement, Superpave gyratory compaction, rejuvenator, hot mix asphalt, mechanical behavior.

## DEDICATORIAS

A Dios...

Dedicado a mis padres María y Ambrosio, quienes siempre me han apoyado y han creído en mí, por todo su amor, comprensión, paciencia, motivación y el enorme esfuerzo realizado para que yo concluya esta etapa. A ustedes por ser unos padres ejemplares, toda la vida les estaré agradecido. Los amo inmensamente.

Para mis hermanos Fer y Emma a quienes quiero mucho, me llenan de orgullo y han sido mis cómplices de vida.

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) institución que bajo el número de CVU 855460 financió gran parte de mi manutención durante estos dos años de maestría, respaldo económico mediante el cual fue posible complementar mis estudios y lograr esta anhelada meta.

A la Universidad Autónoma de Querétaro, particularmente a la División de Investigación y Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería quien a través de sus profesores, aulas, laboratorios y personal me permitió formarme como Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad en un posgrado de calidad.

A mi tutor principal la Dra. María de la Luz Pérez Rea, quien sin dudar en todo momento me brindó su apoyo y confió en mí y cuya ayuda y orientación en los momentos más complicados fue clave para llevar a buen puerto la culminación de este proyecto.

Especialmente, al Dr. Pedro Limón Covarrubias, quien además de fungir como mi codirector de tesis y ejemplo a seguir, fue un pilar fundamental para la obtención de este grado de estudio. Gracias por todo su apoyo, por el tiempo y la disposición brindada, así como por los conocimientos compartidos.

A mis sinodales: Dr. Omar Chávez Alegría, Dra. Genoveva Hernández Padrón y Dr. Eduardo Rojas González por tomarse el tiempo de revisar y enriquecer con sus valiosas aportaciones el trabajo final de tesis.

A Grupo Mulsa, por el respaldo técnico y económico brindado durante la extensa campaña de experimentos. Particularmente, al laboratorio de Asfaltos y Mezclas asfálticas de APCL, en donde José Luis (Chelis), Jonathan (Johny), Jossue (Chico), Everardo, Vanessa, Andrea, Itzia y Don Nacho además de su ayuda me brindaron su amistad, haciendo muy divertida la etapa de trabajo experimental.

También, agradecer a los Ingenieros de LASFALTO: Israel Sandoval, Omar Adame y Enrique Villa por todas las atenciones hacia mi persona y por la ayuda brindada en las pruebas de extracción y recuperación del asfalto RAP.

A las empresas Asfaltos Guadalajara y Red de Carreteras de Occidente por la donación del agregado pétreo y el pavimento asfáltico recuperado, respectivamente.

A mis amigos y compañeros de la maestría: Jorge, Jaime e Israel, quienes en diferentes circunstancias me brindaron su ayuda e hicieron de las clases una experiencia más amena.

A mi familia, a mi novia y a mis amigos por el cariño y amor que siempre me han brindado. Gracias por los consejos, las palabras de aliento y el apoyo que necesité en los momentos más difíciles.

A todos ellos y muchas otras personas que de alguna u otra manera formaron parte importante de este arduo proceso, de corazón gracias.

## CONTENIDO DE LA TESIS

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Justificación.....	7
1.3 Descripción del problema.....	10
1.4 Hipótesis.....	11
1.5 Objetivos.....	11
<b>2. REVISIÓN DE LA LITERATURA .....</b>	<b>13</b>
2.1 Antecedentes.....	13
2.2 Efecto del pavimento asfáltico recuperado (RAP) en el comportamiento mecánico de mezclas asfálticas elaboradas en caliente.....	15
2.2.1 Deformación permanente – Rigidez.....	16
2.2.2 Daño por humedad – Desgranamiento.....	18
2.2.3 Agrietamiento - Fatiga y fisuración térmica.....	20
2.3 Principales factores que influyen en el potencial de agrietamiento causando fragilidad/rigidez excesiva en las mezclas asfálticas con RAP.....	25
2.3.1 Comportamiento, composición y envejecimiento del asfalto.....	26
2.3.2 Metodologías de diseño inadecuadas.....	30
2.4 Estrategias para incrementar la durabilidad de mezclas asfálticas en caliente fabricadas con pavimento asfáltico recuperado (RAP).....	32
2.4.1 Incrementar el contenido de asfalto efectivo a partir de reducir el esfuerzo de compactación.....	33
2.4.2 Aditivos rejuvenecedores.....	36
2.4.3 Utilización de asfaltos blandos (cartas de mezclado).....	40
2.4.4 Diseño balanceado.....	45
<b>3. METODOLOGÍA.....</b>	<b>51</b>
3.1 Características de los materiales.....	53
3.1.1 Agregado mineral virgen.....	53
3.1.2 Cemento asfáltico.....	64
3.1.3 Pavimento asfáltico recuperado (RAP).....	71
3.1.4 Selección de los cementos asfálticos de aporte para las mezclas asfálticas recicladas con aditivo rejuvenecedor.....	76
3.2 Evaluación de las propiedades mecánicas de los cementos asfálticos.....	78
3.2.1 Creep Repetido Multi- Esfuerzo (Multi Stress Creep Recovery).....	79
3.2.2 Barrido de Amplitud Lineal (Linear Amplitude Sweep).....	81

3.3	Diseño volumétrico de las mezclas asfálticas analizadas. ....	85
3.3.1	Selección de la estructura mineral. ....	86
3.3.2	Determinación del contenido de asfalto para 4±0.1% vacíos de aire. ....	87
3.3.3	Cálculo de las propiedades volumétricas. ....	92
3.3.4	Curvas de densificación. ....	97
3.4	Pruebas de simulación y comportamiento mecánico. ....	100
3.4.1	Elaboración de especímenes de prueba. ....	101
3.4.2	Susceptibilidad a la deformación permanente y al daño por humedad. ....	101
3.4.3	Determinación del potencial de agrietamiento. ....	105
3.5	Diseño Balanceado (BMD). ....	109
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b> .....	<b>112</b>
4.1	Características de los materiales. ....	112
4.1.1	Agregado mineral virgen. ....	112
4.1.2	Cemento asfáltico. ....	115
4.1.3	Pavimento asfáltico recuperado (RAP). ....	118
4.1.4	Selección de los cementos asfálticos de aporte para las mezclas asfálticas recicladas con aditivo rejuvenecedor. ....	121
4.2	Evaluación de las propiedades mecánicas de los asfaltos. ....	125
4.2.1	Creep Repetido Multi-Esfuerzo (Ensayo MSCR). ....	125
4.2.2	Barrido de Amplitud Lineal (Ensayo LAS). ....	131
4.3	Diseño volumétrico de las mezclas asfálticas analizadas. ....	139
4.3.1	Selección de la estructura mineral. ....	140
4.3.2	Determinación del contenido de asfalto para lograr 4 ±0.1 % vacíos aire .....	141
4.3.3	Cálculo de las propiedades volumétricas. ....	147
4.3.4	Curvas de densificación. ....	152
4.4	Pruebas de simulación y comportamiento mecánico. ....	154
4.4.1	Elaboración de los especímenes de prueba. ....	154
4.4.2	Susceptibilidad a la deformación permanente y al daño por humedad. ....	156
4.4.3	Determinación del potencial de agrietamiento. ....	162
4.5	Diseño Balanceado (BMD). ....	169
<b>5.</b>	<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>173</b>
<b>6.</b>	<b>FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN</b> .....	<b>180</b>
<b>7.</b>	<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>181</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- 1: Ejemplo de una estructura típica de pavimento rígido.....	2
Figura 1- 2: Ejemplo de una estructura típica de pavimento flexible .....	2
Figura 1- 3: Deformaciones, agrietamiento y fisuras en pavimentos flexibles .....	5
Figura 1- 4: Remoción de las capas asfálticas dañadas .....	6
Figura 1- 5: Beneficios de la utilización de pavimento asfáltico recuperado (RAP) en la producción de mezclas asfálticas en caliente .....	8
Figura 2- 1: Precio del petróleo - perspectiva histórica .....	15
Figura 2- 2: Influencia del RAP en la resistencia al daño por humedad (1) .....	19
Figura 2- 3: Influencia del RAP en la resistencia al daño por humedad (2) .....	20
Figura 2- 4: Evolución del contenido de asfaltenos con el tiempo de servicio .....	28
Figura 2- 5: deterioros observados durante los últimos 5 años (encuesta Oldcastle).....	31
Figura 2- 6: Influencia de la compactación en el VAM .....	34
Figura 2- 7: Ejemplo de aplicación cartas de mezclado - PG alta temperatura .....	41
Figura 2- 8: Ejemplo de aplicación cartas de mezclado - PG baja temperatura .....	41
Figura 2- 9: Ejemplo de aplicación cartas de mezclado – Mínimo %RAP .....	42
Figura 2- 10: Ejemplo de aplicación cartas de mezclado – Máximo %RAP.....	42
Figura 2- 11: Escenarios de mezclado entre el asfalto RAP y el asfalto virgen .....	44
Figura 2- 12: Ejemplo básico de aplicación del diseño balanceado .....	46
Figura 2- 13: Diagrama de interacción del desempeño - Diseño Balanceado Illinois .....	49
Figura 2- 14: Diagrama interacción del desempeño - Diseño Balanceado Wisconsin .....	49
Figura 3- 1: Diagrama de flujo de la secuencia metodológica .....	51
Figura 3- 2: Muestreo en el banco de materiales. ....	54
Figura 3- 3: Máquina de los ángeles y esferas de acero utilizadas. ....	55
Figura 3- 4: Aparato de carga Micro-deval y accesorios complementarios.....	56
Figura 3- 5: Cristales formados durante la prueba de intemperismo acelerado.....	57
Figura 3- 6: Angularidad del agregado mineral seleccionado.....	57
Figura 3- 7: Equipo utilizado y ejemplo de partículas planas y alargadas. ....	58
Figura 3- 8: Desarrollo de la prueba de desprendimiento por fricción. ....	59
Figura 3- 9: Desarrollo de la prueba de equivalente de arena.....	60
Figura 3- 10: Desarrollo de la prueba de angularidad en la parte fina. ....	61
Figura 3- 11: Azul de metileno absorbido.....	61
Figura 3- 12: Desarrollo de la prueba de densidad y absorción en la grava y el sello. ....	62
Figura 3- 13: Desarrollo de la prueba de densidad y absorción en la arena.....	63
Figura 3- 14: Equipo empleado en el análisis granulométrico. ....	63
Figura 3- 15: Proceso de modificación del asfalto.....	64
Figura 3- 16: Acciones implementadas para la determinación del grado PG .....	65
Figura 3- 17: Reómetro de Corte Dinámico SmartPave Anton Para.....	66
Figura 3- 18: Geometrías utilizadas para determinar las propiedades reológicas del cemento asfáltico.....	66
Figura 3- 19: Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO).....	67
Figura 3- 20: Vasija de Envejecimiento a Presión (PAV).....	68
Figura 3- 21: Geometría de los especímenes de asfalto ensayados en BBR.....	69
Figura 3- 22: Reómetro de Viga en Flexión (BBR).....	69
Figura 3- 23: Equipo utilizado para determinar la viscosidad Brookfield.....	70

Figura 3- 24: Equipo utilizado en el cálculo de la densidad del asfalto.....	70
Figura 3- 25: Equipo “Rotarex” y muestras después de la remoción de asfalto.....	72
Figura 3- 26: Agregado reciclado sin asfalto y separado por tamices. ....	72
Figura 3- 27: Determinación de la gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ). ....	73
Figura 3- 28: Extracción y recuperación del asfalto envejecido presente en el pavimento asfáltico recuperado (RAP).....	75
Figura 3- 29: Ensayos realizados sobre los asfaltos de aporte .....	78
Figura 3- 30: Diagrama típico de ciclos de carga y recuperación .....	80
Figura 3- 31: Ejemplo barrido de frecuencia - deformación controlada .....	83
Figura 3- 32: Ejemplo barrido de amplitud lineal - incremento de sollicitación .....	83
Figura 3- 33: Combinación %RAP versus número de giros de diseño .....	85
Figura 3- 34: Requisitos granulométricos para una mezcla asfáltica T.N ½” con base en AASHTO M323.....	86
Figura 3- 35: Diagrama de flujo para la determinación del contenido de asfalto .....	88
Figura 3- 36: Esquema general de funcionamiento SGC .....	88
Figura 3- 37: Equipo utilizado en la elaboración y curado de las mezclas asfálticas. ....	89
Figura 3- 38: Equipo utilizado durante el proceso de compactación giratoria.....	90
Figura 3- 39: Equipo utilizado en el ensayo gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta ( $G_{mm}$ ).....	91
Figura 3- 40: Equipo utilizado en el ensayo gravedad específica bruta de especímenes compactados ( $G_{mb}$ ).....	91
Figura 3- 41: Dispositivo rueda cargada de Hamburgo .....	102
Figura 3- 42: Curva de deformación típica obtenida en pruebas de rueda cargada .....	103
Figura 3- 43: Condiciones de apoyo implementadas en el ensayo de energía de fractura I- FIT .....	105
Figura 3- 44: Prensa, marco de carga y accesorios utilizados en las pruebas de energía de fractura. ....	106
Figura 3- 45: Curva carga-desplazamiento formada durante el proceso de fisuración. ..	107
Figura 3- 46: Diagrama de interacción del desempeño entre el índice de flexibilidad (FI) y la profundidad de rodera (PR).....	110
Figura 4- 1: Curvas granulométricas de los materiales pétreos.....	114
Figura 4- 2: Carta de viscosidad Brookfield del asfalto de proyecto. ....	117
Figura 4- 3: Distribución de partícula del material fresado. ....	119
Figura 4- 4: Carta de mezclado (alta temperatura de falla). ....	122
Figura 4- 5: Determinación del contenido de aditivo. ....	123
Figura 4- 6: Efecto del contenido de RAP en la selección del porcentaje de aditivo rejuvenecedor.....	124
Figura 4- 7: Creep compliance no recuperable ( $J_{nr}$ ) asfaltos nuevos.....	126
Figura 4- 8: Respuesta elástica (%RE) asfaltos nuevos.....	128
Figura 4- 9: Ciclos de Creep Repetido Multi-Esfuerzo (MSCR).....	131
Figura 4- 10: Barrido de frecuencias (Frequency Sweep). ....	133
Figura 4- 11: Barrido de amplitud (Amplitude Sweep). ....	135
Figura 4- 12: Curva característica de daño continuo visco-elástico (VECD).....	136
Figura 4- 13: Comportamiento mecánico de los asfaltos (leyes de fatiga). ....	138
Figura 4- 14: Distribución granulométrica de las mezclas asfálticas diseñadas.....	141

Figura 4- 15: Gráficos de diseño para la selección del contenido óptimo de asfalto en la mezcla de referencia. ....	142
Figura 4- 16: Probetas fabricadas durante la etapa del diseño volumétrico (altura= 63.0 milímetros y diámetro= 100 milímetros).....	143
Figura 4- 17: Contenido de asfalto añadido para alcanzar un volumen de vacíos de aire de $4\pm 0.1\%$ . ....	143
Figura 4- 18: Efecto de la compactación en la gravedad específica bruta de la mezcla compactada ( $G_{mb}$ ).....	145
Figura 4- 19: Efecto del contenido de asfalto utilizado para calcular la gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta ( $G_{mm}$ ) en función del número de giros aplicado.....	146
Figura 4- 20: Porcentaje de asfalto total en la mezcla (nuevo + asfalto oxidado). ....	147
Figura 4- 21: Cumplimiento de las propiedades volumétricas versus recomendaciones NCHRP-673.....	149
Figura 4- 22: Porcentaje de la gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ) alcanzado al final de cada giro. ....	152
Figura 4- 23: Resultados de la prueba de deformación permanente (mezclas asfálticas recicladas sin aditivo). ....	158
Figura 4- 24: Resultados de la prueba de deformación permanente (mezclas asfálticas recicladas con aditivo rejuvenecedor). ....	159
Figura 4- 25: Curvas de deformación obtenidas en pruebas de simulación en HWTT (mezclas recicladas sin aditivo) ....	160
Figura 4- 26: Curvas de deformación obtenidas en pruebas de simulación en HWTT (mezclas recicladas con aditivo rejuvenecedor).....	160
Figura 4- 27: Ejemplo de probetas destruidas en la Rueda Cargada de Hamburgo. ....	161
Figura 4- 28: Curvas carga-desplazamiento (Mezcla patrón y mezclas recicladas sin aditivo).....	164
Figura 4- 29: Curvas carga-desplazamiento (Mezclas recicladas con aditivo rejuvenecedor).....	165
Figura 4- 30: Comportamiento del índice de flexibilidad (FI). ....	166
Figura 4- 31: Comparativa potencial de agrietamiento entre dos mezclas con la misma energía de fractura "Gf", pero diferente índice de flexibilidad "FI", 1.....	167
Figura 4- 32: Comparativa potencial de agrietamiento entre dos mezclas con la misma energía de fractura "Gf", pero diferente índice de flexibilidad "FI", 2.....	168
Figura 4- 33: Ejemplo de probetas destruidas en la prueba de índice de flexibilidad. ....	168
Figura 4- 34: Diagrama de interacción del desempeño FI-PR de las mezclas asfálticas recicladas sin aditivo.....	170
Figura 4- 35: Diagrama de interacción del desempeño FI-PR de las mezclas asfálticas recicladas con aditivo rejuvenecedor. ....	171

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2- 1: Estudios enfocados en la evaluación del agrietamiento térmico.....	24
Tabla 2- 2: Grados de desempeño (PG) habituales en los asfaltos envejecidos .....	29
Tabla 2- 3: Giros de diseño empleados para determinar el contenido óptimo de asfalto - Departamentos de Transporte de los Estados Unidos .....	35
Tabla 2- 4: Pruebas de desempeño comúnmente utilizadas en el diseño balanceado.....	48
Tabla 3- 1: Parámetros considerados en el ensayo de Creep Repetido Multi-Esfuerzo (MSCR). .....	80
Tabla 3- 2: Parámetros considerados en la ejecución de la prueba de Barrido de Amplitud Lineal (LAS).....	82
Tabla 3- 3: Puntos de control fijados para un esqueleto mineral con T.N ½”.....	87
Tabla 3- 4: Consideraciones generales del ensayo de energía de fractura I-FIT. ....	106
Tabla 4- 1: Características del agregado pétreo. ....	112
Tabla 4- 2: Cumplimiento de los requisitos de calidad (agregado mineral).....	113
Tabla 4- 3: Granulometría promedio de las fracciones de agregado analizadas. ....	114
Tabla 4- 4: Coeficientes de curvatura y uniformidad. ....	115
Tabla 4- 5: Análisis reológico del asfalto virgen (EKBÉ®). ....	115
Tabla 4- 6: Análisis reológico del asfalto de proyecto (PG 76-22). ....	116
Tabla 4- 7: Características del pavimento asfáltico recuperado (RAP).....	118
Tabla 4- 8: Granulometría del pavimento asfáltico recuperado AASHTO T27.....	119
Tabla 4- 9: Análisis reológico del asfalto RAP.....	120
Tabla 4- 10: Grado de desempeño “PG” requerido en los asfaltos de aporte (cartas de mezclado).....	121
Tabla 4- 11: Propiedades visco-elásticas lineales de los asfaltos rejuvenecidos. ....	124
Tabla 4- 12: Resultados MSCR en el asfalto recuperado (AC RAP). ....	129
Tabla 4- 13: Temperaturas de ensayo (Frequency Sweep). ....	132
Tabla 4- 14: Esfuerzo máximo (Kpa), deformación a la falla (% $\gamma$ ) y nivel de daño (C). ..	134
Tabla 4- 15: Leyes de fatiga derivadas de la prueba LAS. ....	137
Tabla 4- 16: Curvas granulométricas de diseño. ....	140
Tabla 4- 17: Variables de entrada para el cálculo de VAM, VFA, DP y AFT.....	148
Tabla 4- 18: Volumetría de las mezclas asfálticas diseñadas. ....	149
Tabla 4- 19: Pendiente de compactación (k).....	152
Tabla 4- 20: Variables consideradas en la composición de las mezclas asfálticas sometidas a las pruebas de desempeño.....	155
Tabla 4- 21: Probetas utilizadas en los ensayos de laboratorio.....	156
Tabla 4- 22: Resultados ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente en Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT). ....	157
Tabla 4- 23: Resultados de la prueba de potencial de agrietamiento I-FIT.....	162

# 1. INTRODUCCIÓN

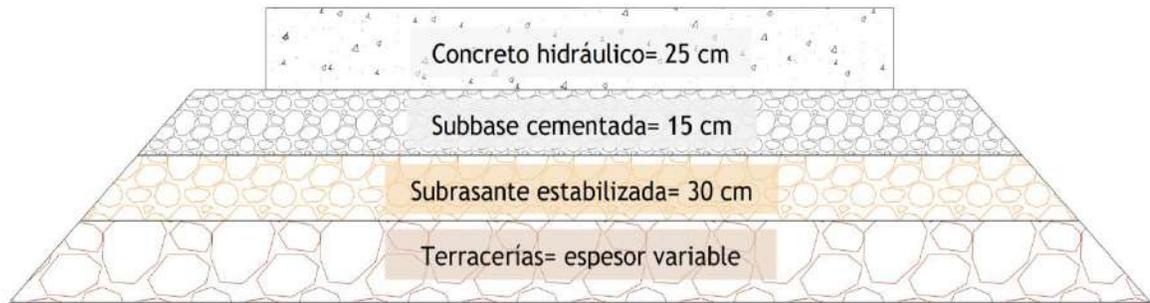
## 1.1 Generalidades.

Desde su origen, los caminos han sido una pieza clave en el crecimiento económico e integración social de cualquier región. Por un lado, las infraestructuras de transporte carretero son elementos vertebradores del territorio y, por otro lado, tienen la función principal de entrelazar personas y mercancías, creando así cadenas productivas que impulsan el comercio y la industrialización, trayendo como consecuencia países más desarrollados.

A lo largo de varias décadas, los esfuerzos de la nación han logrado la construcción de más de 500 mil kilómetros de caminos integrados por autopistas y carreteras pavimentadas, así como vías revestidas y brechas mejoradas (SCT, 2017), sobre los cuales se moviliza cerca del 75% de la carga y alrededor del 90% de los pasajeros, por lo que podría decirse que los pavimentos son un pilar de la vida económica de nuestro país.

Rico y Del Castillo (2005) definen a un pavimento como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendidos entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas funciones principales son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiada, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito.

Básicamente, los pavimentos se clasifican en rígidos y flexibles dependiendo del material que constituya su elemento fundamental: la capa o superficie de rodadura. En este sentido, Yoder y Witczak (1975) señalan que los pavimentos rígidos son aquellos construidos con cemento Portland y pueden prescindir de la capa de base entre la losa de concreto hidráulico y la sub-rasante compactada. Un ejemplo típico de estas estructuras se muestra en la Figura 1- 1.



**Figura 1- 1: Ejemplo de una estructura típica de pavimento rígido.**

Fuente: elaboración propia.

En contraste, Huang (2004) menciona que los pavimentos flexibles están conformados por capas de mezcla asfáltica relativamente delgadas que se apoyan sobre una capa de base y, a su vez, esta última se coloca encima de una capa subbase que descansa directamente sobre la sub-rasante compactada. En la Figura 1-2 se aprecia un ejemplo de pavimento asfáltico.



**Figura 1- 2: Ejemplo de una estructura típica de pavimento flexible.**

Fuente: elaboración propia.

En México, al igual que en el resto de los países a nivel mundial, los pavimentos flexibles predominan ampliamente sobre los rígidos. Lo anterior, está contundentemente reflejado en la red nacional pavimentada (174 911 kilómetros), la cual más del 95% es de concreto asfáltico. Es por ello que las mezclas asfálticas asumen un papel fundamental en los pavimentos flexibles no sólo por los volúmenes requeridos en su construcción, sino porque constituyen la parte más costosa de los mismos; la superficie por la que transitan diariamente los millones de vehículos (Garnica *et al.*, 2005).

En Kraemer *et al.*, (2004) se define a la mezcla asfáltica como una combinación de agregados minerales aglomerados mediante un ligante asfáltico y mezclados de tal manera que los agregados pétreos quedan cubiertos por una película uniforme de asfalto. Se fabrican en plantas fijas o móviles, se transportan al sitio de construcción y ahí se extienden y compactan.

El asfalto, que puede ser modificado o no, actúa como un agente impermeable que aglutina las partículas en una masa cohesiva. Por su parte, la función del agregado mineral es actuar como un esqueleto pétreo que aporta resistencia y rigidez a la mezcla asfáltica. De acuerdo con Cepeda (2002) las proporciones relativas y la calidad de los materiales anteriores, determinarán las propiedades físicas de la mezcla y, eventualmente, el comportamiento funcional de la misma como pavimento.

Cuando las mezclas asfálticas se emplean como capas superficiales sirven para soportar directamente el desgaste generado por la acción de los neumáticos y transmitir las cargas a las capas inferiores al mismo tiempo que proporcionan unas condiciones adecuadas de rodadura; y como material con resistencia simplemente estructural o mecánica cuando forman parte de las demás capas del pavimento.

Dependiendo de la posición y/o función que ocupe la capa asfáltica dentro del paquete estructural existe una amplia gama de alternativas, las cuales se pueden agrupar en diversas categorías de acuerdo con los parámetros que establecen las principales diferencias entre mezclas asfálticas.

Según Padilla (2004) la clasificación de este material puede realizarse con base en: *las fracciones de agregado pétreo empleado* (Mortero asfáltico, Concreto asfáltico y Masilla asfáltica), *la temperatura de puesta en obra* (Mezclas asfálticas en frío, Mezclas asfálticas en caliente y Mezclas asfálticas tibias), *la proporción de vacíos de aire* (Mezclas densas o cerradas, Mezclas abiertas y Mezclas porosas), *el tamaño máximo nominal del agregado mineral* (Mezclas gruesas y Mezclas finas), *la granulometría* (Mezclas continuas y Mezclas discontinuas) y *por la estructura del agregado mineral* (Mezclas con esqueleto mineral y Mezclas sin esqueleto mineral).

Además de las clasificaciones anteriores, podemos dividir a las mezclas asfálticas en aquellas que tienen aporte estructural y en las que no tienen aporte estructural.

Las características tan variadas que las mezclas asfálticas pueden poseer; estabilidad, durabilidad, permeabilidad, flexibilidad, trabajabilidad, resistencia tanto al deslizamiento como al agrietamiento y a la humedad, han hecho de este material de pavimentación un insumo bastante atractivo no sólo para la construcción de carreteras sino también para emplearse en el medio aéreo (pistas de aterrizaje) y marino (plataformas y patios de maniobra de los puertos).

Desafortunadamente, desde el momento de su colocación y apertura al tránsito, las solicitaciones producidas por las repetidas cargas del paso de los vehículos y las condiciones atmosféricas van dando lugar a un deterioro continuo de las capas asfálticas que se emplean en la estructura del pavimento, degradando sus propiedades mecánicas, lo que eventualmente conlleva a la aparición de fallos y deterioros (Valdés, 2011a).

A este respecto, el *“Manual de identificación de deterioros para el programa de desempeño a largo plazo de pavimentos”* de la Administración Federal de Carreteras Estadounidense (FHWA) reconoce al menos quince patologías que se pueden presentar sobre un pavimento flexible (Miller y Bellinger, 2014), dentro de las que destacan; las deformaciones y ondulaciones sobre la superficie, los baches, desgranamientos y desprendimientos, así como la manifestación en sus distintas intensidades de grietas, fisuras y daños diversos.

No obstante, el Instituto Norteamericano del Asfalto señala a las deformaciones plásticas (ver Figura 1- 3a), el agrietamiento por fatiga (ver Figura 1- 3b), la fisuración térmica (ver Figura 1- 3c) o bien a la combinación de los anteriores como los verdaderos detonantes de las fallas tanto estructurales como funcionales (Asphalt Institute, 1996).



**Figura 1- 3: Deformaciones, agrietamiento y fisuras en pavimentos flexibles.**

Fuente: Miller y Bellinger, 2014.

Dado que la red carretera pavimentada con concreto asfáltico es probablemente uno de los activos más importantes de nuestro país, resulta indispensable rehabilitar, conservar, reconstruir y/o expandir su longitud al mismo tiempo que en estas acciones se aplican criterios de sustentabilidad vanguardistas.

Persiguiendo los objetivos anteriores y encajando perfectamente en este contexto el reciclado de pavimentos asfálticos. El reciclado es un concepto simple, pero muy poderoso para producir nuevas mezclas asfálticas, resultando en considerables ahorros de material, dinero y energía; el cual nace de la idea de recuperar y reutilizar el agregado y el asfalto envejecido que ya ha cumplido con su vida útil. Estos materiales son conocidos en la literatura técnica como pavimento asfáltico recuperado o RAP por sus siglas en inglés “*Reclaimed Asphalt Pavement*” y, generalmente, se obtienen por medio del fresado (ver Figura 1- 4a) y escarificación (ver Figura 1- 4b) en frío cuando un pavimento asfáltico deteriorado es removido para su rehabilitación y/o reconstrucción.



**Figura 1- 4: Remoción de las capas asfálticas dañadas.**

Fuente: Wirtgen Group.

La Asociación de Recuperación y Reciclado del Asfalto reconoce que el RAP es susceptible de emplearse principalmente en cuatro técnicas de reciclado de pavimentos (ARRA, 1996): 1) *Reciclado en caliente en planta*, 2) *Reciclado en caliente en el lugar*, 3) *Reciclado en frío en sitio* y 4) *Reciclado en frío en planta*. Sin embargo, en esta investigación nos centraremos en las mezclas asfálticas recicladas de granulometría densa fabricadas y evaluadas en laboratorio, pero destinadas a producirse en caliente en planta, debido a que es en este escenario donde se obtienen los mayores beneficios de utilizar RAP (Lee *et al.*, 2015).

En virtud de ello, Alarcón (2004) explica el reciclado de pavimentos asfálticos en caliente en planta como el proceso mediante el cual los materiales recuperados de capas asfálticas de pavimentos dañados o de mezclas nuevas que no han sido utilizadas por ser un excedente o por no haber cumplido con las especificaciones de proyecto, son mezclados con agregado virgen, cemento asfáltico nuevo y/o agentes rejuvenecedores, en las proporciones adecuadas, para producir nuevas mezclas asfálticas en caliente que cumplan con los requerimientos de calidad, resistencia y durabilidad exigidos para el tipo de capa en que serán utilizados.

Finalmente, Zaumanis *et al.*, (2016) menciona que es posible utilizar el 100% del RAP proveniente de pavimentos dañados, ya sea en la misma obra donde son generados o en la construcción de un pavimento nuevo, sin que esto signifique sacrificar el desempeño.

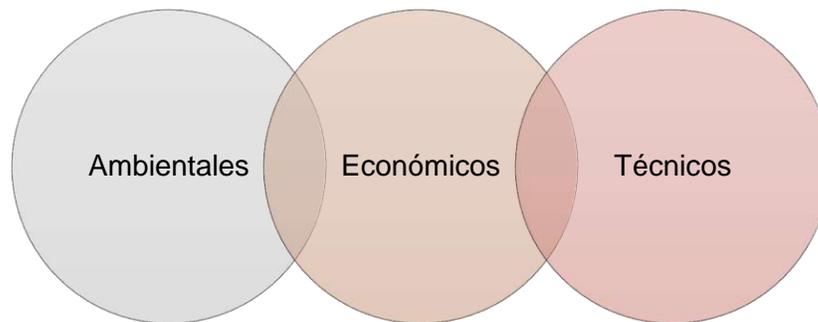
## 1.2 Justificación.

A pesar de que la utilización del pavimento asfáltico recuperado (RAP) data desde inicios del siglo XX (1915), en la actualidad no se cuenta con un procedimiento general aceptado y bien definido para incorporar este material en el diseño volumétrico de mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa (Im *et al.*, 2016). Si bien, existen diversas normas, documentos y manuales técnicos orientados al uso del RAP, la mayoría de estas disposiciones no son del todo aplicables a las mezclas asfálticas elaboradas con material fresado. Especialmente, en lo referente a la determinación del contenido óptimo de asfalto y dejando pasar inadvertidos fenómenos que requieren de especial cuidado, tales como; contrarrestar el rígido, frágil y menos elástico asfalto envejecido presente en el RAP o la correcta selección del asfalto de aporte (Zaumanis *et al.*, 2018a).

Generalmente, la utilización de metodologías incompletas fomenta la obtención de mezclas recicladas con limitada flexibilidad, volviéndolas menos susceptibles a la deformación permanente, pero con un comportamiento mecánico frágil propenso al agrietamiento por fatiga y fisuración térmica, resultando así, en concretos asfálticos rechazados por problemas de durabilidad o bien, por no alcanzar los estándares de desempeño a largo plazo exhibidos por las mezclas convencionales equivalentes (Willis *et al.*, 2013).

No obstante, durante los últimos años se han llevado a cabo un gran número de investigaciones enfocadas en incrementar la durabilidad de los concretos asfálticos con RAP abordando diversas estrategias de mejora. A pesar de ello, hasta el día de hoy, no se ha analizado directamente el impacto de recurrir a diferentes técnicas como la influencia de la compactación conjuntamente con la aplicación de aditivo rejuvenecedor en las propiedades ingenieriles de mezclas asfálticas recicladas en caliente. Por tal motivo, estudiar la energía de densificación (número de giros en el SGC) en combinación con la selección y dosificación apropiada de un aditivo rejuvenecedor es crucial en busca de establecer mediante el diseño balanceado el contenido de asfalto ideal que simultáneamente permita a las mezclas recicladas cumplir con los requisitos para soportar el agrietamiento sin

sacrificar la resistencia a la deformación permanente, logrando de esta manera alcanzar el equilibrio entre rigidez (estabilidad) y flexibilidad (durabilidad). Es así como la realización de este proyecto de investigación encuentra justificación a raíz de obtener la interacción entre un incremento en el desempeño a largo plazo de las mezclas asfálticas recicladas y los enormes beneficios asociados al uso del RAP, los cuales se han puesto de manifiesto en numerosas investigaciones y se muestran en la Figura 1- 5.



**Figura 1- 5: Beneficios de la utilización de pavimento asfáltico recuperado (RAP) en la producción de mezclas asfálticas en caliente.**

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se describe brevemente los hallazgos más importantes en cada uno de estos rubros:

- **Ambientales.** El uso de pavimento asfáltico recuperado (RAP) en la producción de mezcla asfáltica en caliente consigue una importante mitigación en el impacto ambiental, principalmente debido a la reducción en la demanda de agregado mineral y cemento asfáltico, contribuyendo con lo anterior a la preservación de los recursos naturales. Además, se abaten los espacios (vertederos) destinados al almacenamiento y disposición de los subproductos generados durante los trabajos de reconstrucción/rehabilitación de pavimentos deteriorados, resultando así en una menor contaminación del ecosistema. Del mismo modo, se presenta una disminución en los gases de efecto invernadero, así como una reducción en las emisiones de CO<sub>2</sub> y del consumo energético,

contribuyendo con el desarrollo de proyectos carreteros en armonía con el concepto de sustentabilidad (Santos *et al.*, 2017; Pakes y Edil, 2017; Lyubarskaya *et al.*, 2017).

- **Económicos.** Como consecuencia de una menor utilización de materiales nuevos, el reciclaje de pavimentos asfálticos puede generar cuantiosos ahorros para los organismos y departamentos encargados de la restauración de carreteras, favoreciendo a la intervención de un mayor número de kilómetros de la red con el mismo presupuesto. La inclusión de RAP no sólo reduce los costos de fabricación de las mezclas asfálticas nuevas, también genera beneficios económicos significativos en la disminución del uso de combustibles, lubricantes y depreciación de la maquinaria pesada debido a la menor necesidad de explotación, trituración, transporte y secado de materiales (Zaumanis *et al.*, 2014a; Widyatmoko, 2008, Tran, 2014).
- **Técnicos.** La tecnología actual disponible para la fabricación de mezcla asfáltica en caliente permite lidiar con uno de los desafíos de mayor consideración durante la elaboración de mezcla asfáltica reciclada: la rigidización prematura adicional que sufre el asfalto ya envejecido presente en el RAP producto de estar sometido a flama directa y elevadas temperaturas. No obstante, la utilización de plantas de doble barril, sistemas en contraflujo y de producción discontinua o “bachas” elimina la necesidad de precalentar el RAP antes del mezclado. Adicionalmente, este tipo de equipos permite la dosificación de rejuvenecedores, con los cuales se reconstituyen las propiedades físicas y químicas del asfalto envejecido. Con lo anterior, se logra un incremento en la calidad y el desempeño del concreto asfáltico reciclado a niveles equiparables o superiores al de las mezclas asfálticas 100% nuevas (Zhang *et al.*, 2017; Shao *et al.*, 2017; Molenaar *et al.*, 2014).

Por último, la importancia de este trabajo radica en mitigar el uso irracional del pavimento asfáltico recuperado (RAP) en la fabricación de mezclas asfálticas en

caliente de granulometría densa con el fin de aportar conocimiento válido para el desarrollo de infraestructura carretera sostenible, así como en sentar las bases para investigaciones futuras que permitan establecer una metodología de diseño de mezclas asfálticas con RAP adecuada para nuestro país.

### **1.3 Descripción del problema.**

En México, la tendencia latente de someter los pavimentos flexibles a mayores volúmenes de tránsito, elevadas cargas por eje, así como presiones de inflado excesivas en combinación con entornos ambientales adversos, da lugar a la aparición de grietas y deformaciones sobre la superficie del pavimento, las cuales afectan de manera significativa al usuario, ya que estos fallos impiden una circulación rápida, cómoda y segura. En este sentido, una vez que los deterioros se han presentado, ya sea por una mala previsión de las cargas actuantes o bien, debido a que el pavimento asfáltico ya cumplió con su vida útil o simplemente se encuentra agotado, resulta necesario la remoción y reemplazo del elemento dañado para restaurar el pavimento al nivel de servicio adecuado, de modo que nuevamente satisfaga las necesidades de movilidad de los usuarios.

No obstante, las estrategias de rehabilitación y reconstrucción de estas estructuras viales usualmente generan un doble impacto negativo en el medio ambiente. Por un lado, involucra la fabricación de mezcla asfáltica nueva, lo cual se traduce en el consumo de agregado mineral y cemento asfáltico, ambos recursos naturales no renovables producto de la explotación de canteras y refinación del petróleo, respectivamente. Por otro lado, la falta de aplicación de criterios de sostenibilidad convierte al pavimento asfáltico removido en un material de desecho que pasa a formar parte de los residuos sólidos urbanos contribuyendo a la contaminación del agua, aire y suelo, impactando directamente en el ambiente y la salud.

Cabe destacar que la problemática anterior no es exclusiva de nuestro país, ya que esto mismo sucede en muchas carreteras y autopistas de otras naciones, debido en gran medida a la ausencia de metodologías que integren de manera clara,

adecuada y racional a los materiales RAP en el diseño de mezclas asfálticas durables. En este contexto, la incertidumbre que genera el desempeño a largo plazo de las mezclas recicladas predispone en los gobiernos una postura renuente sobre su aplicación y, desafortunadamente, el material fresado termina siendo acamellonado a los costados de los caminos o utilizado en aplicaciones de menor valor y, por consecuencia, desperdiciándose sus valiosos componentes.

Adicionalmente, el no reutilizar un porcentaje significativo de este material que ya contiene asfalto y agregado induce a la compra de materiales nuevos, elevando los costos de producción de la mezcla asfáltica, lo cual es indeseable en el entorno político-social actual, debido a los presupuestos cada vez más limitados que son destinados a la infraestructura carretera.

#### **1.4 Hipótesis.**

Se considera que las mezclas asfálticas rejuvenecidas elaboradas con 15, 30 y 45% de RAP cuyo diseño volumétrico estuvo sujeto a una compactación de 125, 100 y 75 giros, respectivamente, desarrollarán alta flexibilidad para soportar el agrietamiento sin degradar su capacidad para resistir las deformaciones permanentes y el daño por humedad, es decir, estas mezclas recicladas obtendrán como mínimo un índice de flexibilidad de 8.0 calculado a través del ensayo de potencial de agrietamiento (IFIT) y como máximo 12.5 milímetros de profundidad de rodera medida en la Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT), exhibiendo un comportamiento mecánico igual o inclusive superior al mostrado por la mezcla asfáltica control (0% RAP).

#### **1.5 Objetivos.**

##### **General:**

- Establecer la energía de compactación adecuada en el Compactador Giratorio Superpave para cada uno de los porcentajes de RAP añadidos (15, 30 y 45%) a las mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa, de

modo que el número de giros aplicado permita diseñar mezclas recicladas con desempeños mecánicos equiparables al de una mezcla convencional equivalente.

**Particulares:**

- Analizar el comportamiento visco-elástico del asfalto recuperado del RAP mediante la determinación de su grado de desempeño (PG), así como su resistencia a la deformación permanente y agrietamiento por fatiga, propiedades analizadas mediante ensayos de Creep Repetido Multi-esfuerzo (MSCR) y Barridos de Amplitud Lineal (LAS), respectivamente.
- Evaluar la propensión a la deformación permanente de las mezclas asfálticas elaboradas con diferentes porcentajes de RAP y aditivo rejuvenecedor, empleando para ello la rueda cargada de Hamburgo (HWTT). Así mismo, medir el potencial de agrietamiento de estas mezclas utilizando la prueba de energía de fractura Índice de Flexibilidad (I-FIT).
- Verificar el desempeño mecánico de las mezclas recicladas con diferentes porcentajes de pavimento asfáltico recuperado (RAP) y aditivo rejuvenecedor a través del diseño balanceado propuesto por la Universidad de Illinois (I-BMD).

## 2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

### 2.1 Antecedentes.

La historia del RAP en la construcción de pavimentos flexibles tiene sus orígenes en Estados Unidos a partir de 1915, aunque por varias décadas fueron escasos los proyectos ejecutados con esta técnica, ya que los precios del asfalto eran bajos y los equipos de construcción no estaban adaptados para el manejo del RAP (Kandhal y Mallick, 1997).

Por consiguiente, sería hasta el final de la década de los 70's que el reciclado de pavimentos asfálticos se convertiría en una práctica común. Lo anterior, como resultado de la crisis energética mundial provocada por el embargo petrolero árabe de 1973, el cual propició un drástico incremento en el precio de los hidrocarburos y, por ende, en el costo del asfalto (West, 2015). Sumado a esto, la idea de reciclar los pavimentos asfálticos fue impulsada por el desarrollo tecnológico de esta época, en donde incursionaron las primeras máquinas fresadoras/perfiladoras (Janowsky, 2014). De esta manera, fue como a mediados de los setentas, en un entorno donde la utilización del RAP no era del todo desconocida, pero si un tanto incierta, se llevaron a cabo en los estados de Texas y Nevada las primeras acciones encaminadas en recuperar y reutilizar materiales de un pavimento asfáltico envejecido en la elaboración de mezcla asfáltica en caliente nueva (Rad, 2013).

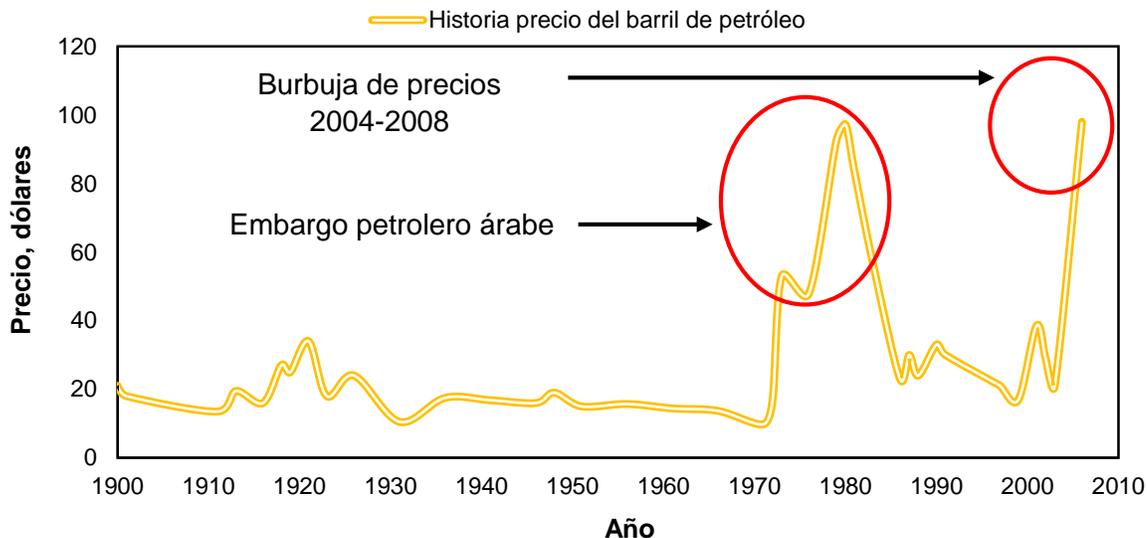
Años después, la Administración Federal de Carreteras estadounidense (FHWA por sus siglas en inglés) financiaría un proyecto piloto llamado "*Demonstration Project 39*", cuyo propósito fue inyectar fondos suficientes a los departamentos de transporte para construir tramos carreteros con asfalto recuperado y documentar su uso. Como resultado de estos esfuerzos, los procedimientos constructivos y tecnologías aplicadas al manejo del RAP evolucionaron rápidamente, de tal manera que, para 1978 y 1980, el Programa de Cooperación Nacional para la Investigación de Carreteras (NCHRP por sus siglas en inglés) publicó un par de documentos enfocados en el reciclado de pavimentos; por un lado, la síntesis número 54 "*Recycling materials for Highways*" y, por el otro

lado, el reporte número 224 “*Guidelines for Recycling Pavement Materials*”, ambos basados en la experiencia de numerosas agencias y organizaciones, los cuales proporcionaron un enfoque práctico para el reciclaje de pavimentos (Copeland, 2011).

Fue así que, para el año de 1980, el reciclado de pavimentos asfálticos en caliente en planta ya era una práctica común en los Estados Unidos (Willis y West, 2014). Al mismo tiempo, otros países como Canadá, Alemania, Austria, Bélgica, Holanda, Dinamarca, Francia y Japón también habían madurado sus técnicas de reciclado, logrando en esta misma década utilizar de manera habitual mezclas asfálticas recicladas (Molenaar *et al.*, 2014; Olard y Pouget, 2014; West y Copeland, 2015; Alarcón, 2003).

Al iniciar la década de los noventas, la Administración Federal de Carreteras estadounidense nuevamente publicaría un extenso documento orientado al reciclaje de pavimentos bajo el nombre “*Pavement Recycling Executive Summary and Report and Pavement Recycling Guidelines for State and Local Governments: Participant’s Reference Book*”. Sin embargo, cuando este documento sale a la luz los precios del petróleo se habían estabilizado y si bien las restricciones ambientales comenzaban a figurar, distaban enormemente de la severidad actual, por lo que la utilización del RAP disminuyó considerablemente. En consecuencia, los años siguientes estuvieron enfocados en el desarrollo de una nueva metodología de diseño de mezclas asfálticas en caliente de alto desempeño llamada SUPERPAVE, la cual inicialmente sólo consideraba materiales vírgenes (McDaniel y Anderson, 2001).

Posteriormente, a mediados de la década del dos mil, el reciclaje de pavimentos nuevamente recibió mayor atención y una aplicación más amplia en la industria de la construcción de carreteras, debido a la incorporación del pavimento asfáltico recuperado al sistema SUPERPAVE, a la implementación del Protocolo de Kyoto y, más importante, por el repentino aumento en los costos del petróleo, cuyo valor se elevó a niveles equiparables con los precios alcanzados durante el embargo petrolero árabe de la década de los 70’s (McDaniel *et al.*, 2000; Chappat & Bilal, 2003; López *et al.*, 2017; Reyes *et al.*, 2009), tal como se observa en la Figura 2- 1.



**Figura 2- 1: Precio del petróleo - perspectiva histórica.**

Fuente: elaboración propia con información de Kobe, 2014.

En años recientes, la utilización de pavimento asfáltico recuperado (RAP) en la fabricación de nuevas mezclas asfálticas se ha convertido sin duda alguna en la estrategia de pavimentación sustentable más exitosa en la industria de carreteras, pues se está adoptando ampliamente en todo el mundo, ya que presenta numerosos beneficios económicos y ambientales sobre las mezclas vírgenes (Williams *et al.*, 2017).

## 2.2 Efecto del pavimento asfáltico recuperado (RAP) en el comportamiento mecánico de mezclas asfálticas elaboradas en caliente.

De acuerdo con la Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos el término RAP es atribuido a aquel material de pavimentación removido o reprocesado que contiene cemento asfáltico y agregado pétreo (FHWA, 2011). Por su parte, McDaniel y Anderson (2001) definen el material RAP como un pavimento asfáltico envejecido que ha sido triturado o arrancado del camino y que puede ser utilizado en la fabricación de nuevas mezclas asfálticas, dado que, el asfalto y el agregado reciclado aún poseen valor. Diversos estudios han expuesto que las propiedades mecánicas de las mezclas asfálticas sufren un cambio sustancial con la inclusión de RAP, esta modificación en las propiedades ingenieriles puede afectar

de manera positiva o negativa el desempeño final de la mezcla reciclada. Por ello, en las siguientes secciones se discute la influencia del RAP en el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas elaboradas en caliente y evaluadas en laboratorio. La revisión de la literatura estuvo enfocada en identificar la alteración de la resistencia global que provee el RAP frente a la deformación permanente, agrietamiento por fatiga, fisuración térmica y daño por humedad.

### **2.2.1 Deformación permanente – Rigidez.**

Dentro del análisis en laboratorio, algunos de los métodos de ensayo más utilizados para medir la rigidez de una mezcla asfáltica son: Módulo dinámico (tensión-compresión axial), Módulo Resiliente (tensión indirecta por compresión diametral) y Número de Flujo (compresión axial). En contra parte a las pruebas mecánicas o fundamentales, las pruebas empíricas destructivas que comúnmente se emplean para medir la susceptibilidad a la formación de roderas son: la rueda cargada de Hamburgo (HWTT) y el analizador de pavimentos asfálticos (APA).

En el 2012, el Centro de Transporte de Illinois, evaluó el desempeño de mezclas recicladas con 30, 40 y 50% de RAP de dos distritos diferentes versus una mezcla convencional (0% RAP), empleando para cada tasa de material fresado tres asfaltos diferentes (PG 64-22, PG 58-22, PG 58-28). De los hallazgos más interesantes se reportó un incremento significativo en el módulo dinámico de todas las mezclas recicladas tanto a bajas como altas frecuencias. En este sentido, las mezclas con 50% de RAP exhibieron los módulos más elevados. Por su parte, la deformación permanente en rueda cargada de Hamburgo disminuyó entre 5.5 y 9.0 centímetros respecto a la mezcla virgen de comparación, pero en todos los casos se manifestó una clara tendencia de reducir las roderas plásticas conforme se incrementó la tasa de material fresado. Finalmente, los resultados en la prueba de número de flujo demostraron que las mezclas con RAP requieren de cientos o inclusive varios miles de ciclos de carga adicionales para lograr la misma deformación acumulada que los especímenes vírgenes (Al-Qadi *et al.*, 2012).

Resultados similares han sido publicados por el Centro de Transporte de la Universidad de Michigan, en donde después de evaluar mezclas asfálticas con 0, 15, 35 y 50% RAP, concluyeron que la incorporación de material fresado incrementa la resistencia a la deformación permanente hasta en 40% (medida en el APA). Además, en esta investigación detectaron que altos porcentajes de RAP contribuyeron a elevar más del 100% la rigidez de la mezcla (medido en módulo resiliente), siendo las mezclas recicladas las que exhibieron los mejores desempeños a temperaturas altas e intermedias (Colbert y You, 2012).

Li *et al.*, (2008) estudió el efecto de adicionar 20 y 40% de RAP de diferente fuente en mezclas asfálticas fabricadas con dos tipos de asfalto (PG 58-28 y PG 58-34). En todos los casos, sin importar la procedencia del RAP, las curvas maestras revelaron que las mezclas recicladas exhibieron módulos dinámicos más altos en comparación con la mezcla virgen, aún con la utilización de cementos asfálticos más blandos.

Basados en porcentajes de RAP idénticos al estudio anterior, investigadores de la Universidad de Illinois efectuaron ensayos de módulo dinámico para capturar las propiedades visco-elásticas de las mezclas asfálticas evaluadas. De los descubrimientos más relevantes, concluyeron que las mezclas con 20% de RAP incrementaron ligeramente su módulo dinámico, no obstante, cuando la presencia de material fresado se duplicó, el módulo dinámico aumentó drásticamente (Al-Qadi *et al.*, 2009).

Generalmente, una dosificación en el contenido de RAP por encima del 20% causa una notable mejoría en la resistencia a la deformación permanente y, además, eleva el valor del módulo dinámico ( $E^*$ ), especialmente a temperaturas intermedias y altas y/o frecuencias muy bajas (McDaniel *et al.*, 2012; Faisal *et al.*, 2017; Shah *et al.*, 2007). Este comportamiento también ha sido reportado en investigaciones fuera de Estados Unidos: en España, Miró *et al.*, (2011) evaluó el efecto de compresión cíclica mediante rueda cargada en mezclas asfálticas con 0, 15, 30 y 50% de RAP. En este estudio, los autores reportaron que las mezclas recicladas exhibían una profundidad de rodera entre 30 y 45% menor con respecto

a la mezcla virgen igualmente sometida a la prueba de deformación permanente. Otro estudio llevado a cabo en la Universidad Politécnica de Cataluña analizó el comportamiento mecánico de mezclas asfálticas semi-densas con hasta 60% de RAP, empleando para el análisis la obtención del módulo resiliente a temperatura intermedia (15°C) y frecuencia de 10 Hz. Los resultados revelaron que la participación de material fresado incrementó notablemente la rigidez de la mezcla asfáltica, puesto que las mezclas con 0, 40 y 60% de RAP alcanzaron valores de módulo de 4374, 7014 y 7701 Mpa, respectivamente (Valdés *et al.*, 2011b).

En Francia, Tapsoba *et al.*, (2014) realizó mediciones de módulo dinámico en especímenes con 0 y 15% de RAP, bajo carga sinusoidal en un amplio rango de temperaturas (-30 a +40°C) y frecuencias (0.01 a 10 Hz), manteniendo constante la granulometría y el tipo de ligante utilizado en ambas mezclas. Los resultados claramente demostraron que la incorporación de material fresado incrementó significativamente la rigidez de la mezcla, puesto que, a 15° C y 10 Hz, la mezcla convencional alcanzó valores de módulo ligeramente inferiores a los 6000 Mpa, mientras que, para las mismas condiciones de prueba, la mezcla reciclada superó los 8000 Mpa.

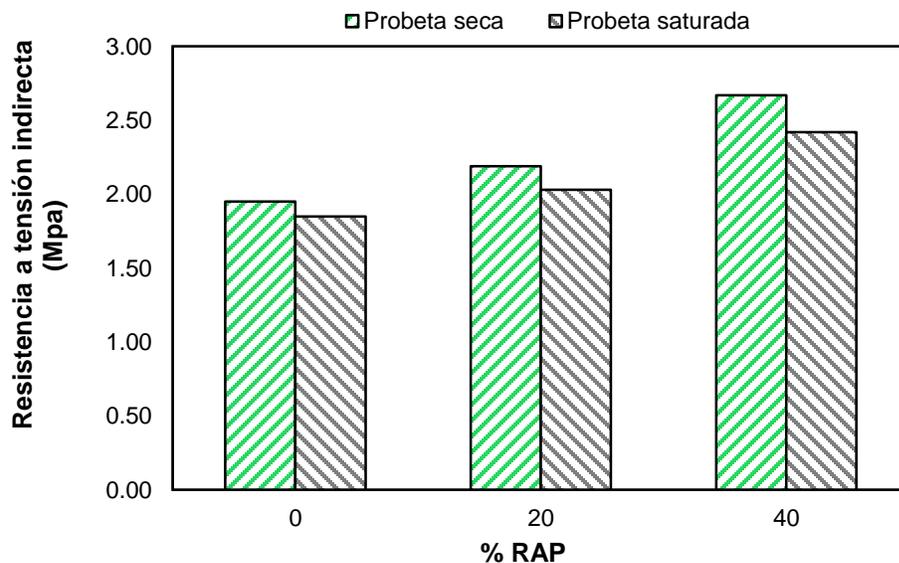
En otra investigación, Reyes-Ortiz *et al.*, (2012) analizó la influencia del RAP como reemplazo de material fino (<4.75 mm) en el desempeño de mezclas densas típicas de Colombia. El experimento consistió en medir a temperatura intermedia y frecuencia de 10 Hz el módulo resiliente de concretos asfálticos elaborados con 15, 20, 35 y 100% de RAP, empleando para ello, dos ligantes considerados como de baja (60/70) y alta penetración (80/100). Tal como se esperaba, las rigideces más altas de todo el estudio fueron exhibidas por las mezclas con 100% RAP, ambas registrando valores de módulo resiliente por arriba de los 11 000 Mpa.

### **2.2.2 Daño por humedad – Desgranamiento.**

De acuerdo con Hand (2015) el daño por humedad en especímenes compactados suele evaluarse en la mayoría de los casos a través de la prueba de tensión indirecta (TSR), determinando la resistencia a tracción de la mezcla asfáltica

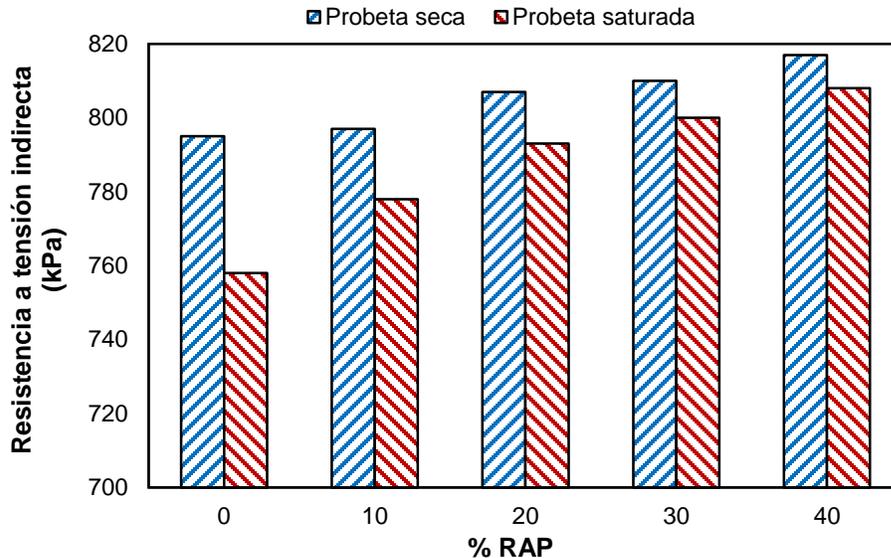
tanto acondicionada (saturación 70-80%) como no acondicionada (seca) o bien, calculando el punto de inflexión (cambio abrupto en la pendiente de deformación) en pruebas de rueda cargada de Hamburgo sobre probetas sumergidas en agua a alta temperatura. Para el caso que nos ocupa, Zaumanis y Mallick (2015) señalan que las mezclas fabricadas con altos contenidos de material fresado son menos susceptibles al daño por humedad en comparación con las mezclas vírgenes, dado que, el RAP contiene agregados pétreos que ya se encuentran cubiertos con una película de asfalto por lo que existen menos probabilidades de que el agua penetre dentro de su estructura mineral.

La aseveración anterior, ha sido fuertemente soportada por los hallazgos publicados en diversas investigaciones (Tavakol y Hossain, 2016; Ghabchi *et al.*, 2015; Mogawer *et al.*, 2012), cuyos resultados indican que altos contenidos de RAP suelen incrementar la resistencia conservada a tracción indirecta (compresión diametral TSR), así como eliminar el desgranamiento o al menos, retardar el número de ciclos antes de que este fenómeno se presente (evaluado en Rueda Cargada de Hamburgo). Respecto a lo anterior, la Figura 2- 2 y Figura 2- 3 expone gráficamente la evolución de la propiedad estudiada en función del porcentaje de RAP añadido, en donde los datos mostrados corresponden a dos investigaciones recientes.



**Figura 2- 2: Influencia del RAP en la resistencia al daño por humedad (1).**

Fuente: elaboración propia con información de Pérez *et al.*, 2017.



**Figura 2- 3: Influencia del RAP en la resistencia al daño por humedad (2).**

Fuente: elaboración propia con información de Hussain *et al.*, 2017.

No obstante, diversos factores pueden influir en el comportamiento anterior y en algunos casos la presencia de RAP podría disminuir la resistencia al daño por humedad. En este contexto, DeKold y Amirkhanian (1992) indican que un material fresado con problemas de adherencia (*stripping*) desde el primer ciclo de vida, conferirá el problema de desgranamiento a la mezcla reciclada si no se toman medidas al respecto, por ejemplo, utilizar agentes promotores de adherencia o bien, el daño por humedad podría manifestarse si durante el proceso de fabricación de la mezcla asfáltica no se elimina el exceso de humedad presente en RAP (Mogawer *et al.*, 2012).

### 2.2.3 Agrietamiento - Fatiga y fisuración térmica.

Generalmente, los deterioros asociados con el agrietamiento suelen simularse en laboratorio con pruebas de carga cíclica y pequeñas amplitudes de deformación para causar la fatiga del material, empleando el equipo de flexotración en cuatro puntos o bien, mediante ensayos estáticos de rotura con gran concentración de esfuerzos, en los cuales se determina la resistencia a la fractura y la velocidad de propagación de grietas. En este aspecto destacan los ensayos de Flexión en Viga Semi-Circular (SCB) y el Disco de Tensión Compacto (DCT).

Recientemente, Kim *et al.*, (2018) evaluó la resistencia a fatiga de mezclas asfálticas en caliente elaboradas con 0, 20 y 40% de material fresado. Todas las mezclas estudiadas fueron fabricadas con asfalto de aporte PG 64-22 y empleando la misma granulometría. Los resultados a flexo-tracción en viga de cuatro puntos demostraron que, para el mismo nivel de deformación aplicado (350  $\mu$ s), la vida a fatiga de la mezcla control fue de 783 568 ciclos de carga (criterio de falla tradicional-reducción 50% del módulo), disminuyendo 23 y 36% cuando se incorporó 20 y 40% de RAP, respectivamente.

Un estudio llevado a cabo por el Departamento de Caminos y Puentes de la Universidad Técnica de Riga (Izaks *et al.*, 2015), analizó el comportamiento mecánico relacionado con la fatiga de mezclas densas con 0, 30 y 50% de material fresado. Para los fines de esta investigación se utilizó el equipo de viga en cuatro puntos a deformación controlada (130  $\mu$ s), 10 Hz y a una temperatura de prueba de 10°C. De los resultados más importantes, destaca el desempeño de la mezcla con 50% de RAP, el cual, por mucho, fue el peor de todo el estudio, dado que, el número de ciclos a la falla para reducir su módulo de rigidez a la mitad, se encuentra en un valor comprendido entre las 30 mil repeticiones de carga, mientras que las mezclas con 20 y 0% RAP lograron alcanzar más de 200 mil aplicaciones de carga, ambas con un desempeño bastante similar.

Una fuerte campaña de experimentos en laboratorio orientada a estudiar el comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas con hasta 75 % de RAP fue realizada por Golchin y Mansourian (2017). En su investigación, obtuvieron las leyes de fatiga en viga de cuatro puntos a 10 Hz y 20 °C en modo de deformación controlada (150, 250 y 350  $\mu$ s). Lo anterior, empleando para cada tasa de material fresado dos cementos asfálticos con diferente penetración (60/70 y 85/100). Los resultados publicados muestran que para bajos niveles de deformación (150  $\mu$ s), la inclusión de RAP no parece afectar la vida a fatiga, puesto que todas las mezclas recicladas exhibieron desempeños equiparables. Sin embargo, al aplicar amplitudes intermedias y altas, fue la mezcla con 25% de RAP la que alcanzó el número de ciclos de carga más elevado antes de reducir su módulo de rigidez a la mitad, de tal

manera que, la vida a fatiga de las mezclas con 50 y 75% de RAP, disminuyó abruptamente hasta en 56 y 84%, respectivamente. La tendencia anterior, se observó en ambos asfaltos.

El comportamiento anterior, también fue reportado en una evaluación a menor escala llevada a cabo por Mannan *et al.*, (2015); en esta investigación, se analizó el desempeño a fatiga únicamente de dos mezclas Superpave (0 y 35% de RAP). Ambos materiales fueron ensayados con la misma granulometría y tipo de asfalto. Las leyes de fatiga se obtuvieron empleando carga sinusoidal en modo de deformación controlada (1000, 800, 600 y 400  $\mu$ s) a 10 Hz y 20°C. Los resultados mostraron un marcado detrimento en la vida a fatiga de la mezcla reciclada, puesto que, en función del nivel de deformación impuesto, las repeticiones de carga admisibles mermaron entre 18 y 67%.

Por su parte, Ahmed *et al.*, (2015) evaluó el potencial de agrietamiento a temperatura intermedia (25°C) de nueve mezclas Superpave con RAP. Lo anterior, a partir de pruebas estáticas de energía de fractura en vigas semi-circulares apoyadas en tres puntos para causar fractura en modo I. El estudio consideró analizar mezclas recicladas con tres proporciones de material fresado (20, 30 y 40%) y tres distintas fuentes de RAP, empleando para su fabricación un asfalto de aporte PG 70-28. De los resultados más sobresalientes, destacan los notorios incrementos en el valor de la carga pico que soportaron las mezclas con 30 y 40% de RAP, no obstante, esta característica estuvo acompañada de fuertes reducciones en el desplazamiento crítico de rotura, así como de aumentos en la velocidad de propagación de grietas.

En una investigación llevada a cabo por la Universidad Militar de Nueva Granada en Bogotá Patiño *et al.*, (2015) estudió el comportamiento a fatiga de mezclas fabricadas con altos porcentajes de RAP. En este trabajo se compararon las leyes de fatiga obtenidas en viga de cuatro puntos de una mezcla control (0% RAP-asfalto 60/70) versus cuatro mezclas con 100% de RAP, variando en cada mezcla reciclada la granulometría (densa y semi-densa) y el asfalto de aporte (60/70 y 80/100). Los resultados finales evidencian que, independientemente de la

granulometría y el tipo de asfalto empleado, las mezclas con material fresado presentan mayores pendientes, ya que para los mismos niveles de amplitud (500, 450 y 300  $\mu$ s) soportaron menos ciclos de carga antes de reducir a la mitad su módulo de rigidez. Sin embargo, sobresale que el aumento en las pendientes no es muy elevado y la afectación es menor cuando se emplea un asfalto más blando (80/100).

Huang *et al.*, (2011) efectuó un extenso estudio en laboratorio, en el cual pretendía caracterizar la resistencia frente al agrietamiento de dieciséis mezclas asfálticas recicladas. Empleando para ello, carga dinámica en pruebas de fatiga en cuatro puntos y ensayos de energía de fractura a flexión en tres puntos. En dicha investigación se evaluaron cuatro porcentajes de RAP (0, 10, 20 y 30%) en combinación con dos asfaltos de aporte (PG 64-22 y PG 70-22) y dos tipos de agregado mineral (caliza y basalto). En general, los resultados mostraron que la inclusión de material fresado puede comprometer a diferentes niveles la resistencia al agrietamiento, tornándose más evidente el detrimento en esta propiedad conforme la tasa de RAP aumenta por encima del 10%. Para todas las combinaciones analizadas, las mezclas con 20 y 30% de RAP mostraron una clara tendencia en las pruebas de energía de fractura: incrementos en la resistencia a tracción y reducciones en la tenacidad posterior a la falla. Contrario a lo esperado, la participación de RAP en las mezclas fabricadas con asfalto PG 64-22 estuvo acompañada de ligeros incrementos en el número de solicitaciones de carga antes del fallo por fatiga en comparación con la mezcla convencional.

El comportamiento anterior, en donde el pavimento asfáltico recuperado como componente de una mezcla asfáltica parece mejorar por sí sólo las propiedades mecánicas asociadas con la resistencia al agrietamiento por fatiga, también ha sido reportado en otras investigaciones (Oliver, 2001; Tabakovic *et al.*, 2006; Aravind y Das, 2006; Shu *et al.*, 2008). No obstante, es importante mencionar que este beneficio ha sido observado cuando el RAP es incorporado en bajas proporciones (<15 %).

Hasta el momento, los experimentos discutidos han considerado únicamente el agrietamiento asociado con las solicitaciones de carga a temperatura intermedia, es decir, el agrietamiento por fatiga. Sin embargo, dependiendo de la posición que ocupe la mezcla reciclada dentro del paquete estructural estará más o menos expuesta a las condiciones ambientales y, por consiguiente, a los esfuerzos de tracción generados por la contracción del material durante el descenso de la temperatura, causando en algún punto, la fisuración del material. El fenómeno anterior, es conocido como agrietamiento térmico y también ha sido objeto de estudio en mezclas con RAP. En la Tabla 2- 1 se resumen los hallazgos publicados por diversas investigaciones encargadas de evaluar la resistencia de mezclas con material fresado versus el agrietamiento por temperatura.

**Tabla 2- 1: Estudios enfocados en la evaluación del agrietamiento térmico.**

<b>Estudio</b>	<b>Tipo de mezcla asfáltica</b>	<b>% de RAP añadido</b>	<b>Comportamiento identificado</b>
Johnson <i>et al.</i> , (2013)	Fabricada en laboratorio	0, 25, 40 y 55	<b>Equipo utilizado:</b> Viga Semi-Circular (SCB). <b>Observaciones:</b> La energía de fractura disminuye significativamente conforme incrementa la tasa de RAP en la mezcla asfáltica. Especialmente, a las temperaturas de -28 y -34°C.
McDaniel <i>et al.</i> , (2012)	Fabricada en planta	0, 15, 25 y 40	<b>Equipo utilizado:</b> Tensión Indirecta (IDT). <b>Observaciones:</b> Para las mezclas elaboradas con 40% de RAP, se presenta un marcado aumento en la temperatura de agrietamiento. El resto de las mezclas recicladas exhibe comportamientos equiparables a la mezcla convencional (sin RAP).
Behnia <i>et al.</i> , (2010)	Fabricada en laboratorio	0 y 30	<b>Equipo utilizado:</b> Disco de Tensión Compacto (DCT). <b>Observaciones:</b> Los resultados de las mezclas con material fresado mostraron una fuerte caída en la resistencia al agrietamiento térmico (reducción de aproximadamente el 70% de la energía de fractura).

Fuente: elaboración propia.

En la tabla anterior se observa que el reemplazo de ligante virgen por asfalto envejecido incrementa drásticamente el potencial de agrietamiento, particularmente en concretos asfálticos fabricados con proporciones de RAP superiores al 25%. Esto

es debido a que la inclusión de RAP tiende a incrementar la rigidez de la mezcla asfáltica, pero al mismo tiempo, confiere alta fragilidad, puesto que el asfalto oxidado físicamente endurecido intensifica las probabilidades de agrietamiento térmico. Por otro lado, contenidos de material fresado inferiores al 15% parecen no tener un efecto tan significativo en el detrimento de la resistencia a temperaturas gélidas. La tendencia anterior, también ha sido reportada en otras investigaciones (Abu, 2016; Solanki *et al.*, 2015, West *et al.*, 2013).

Finalmente, es importante señalar que la rigidez que aporta el RAP (alto módulo de corte del asfalto envejecido) es benéfico para resistir los esfuerzos tangenciales generados por las solicitaciones del tráfico, lo cual se traduce en mayor capacidad de la carpeta asfáltica para evitar la formación de roderas. Además, el aumento en esta propiedad contribuye a reducir las presiones verticales que actúan sobre las capas subyacentes. Por lo cual, podría señalarse que la incorporación de material fresado incrementa las probabilidades de eliminar uno de los dos mecanismos de deterioro más importantes que se pueden presentar en un pavimento flexible: las deformaciones permanentes. Entonces, parece ser que la utilización de RAP en mezclas asfálticas está ligada a una sola preocupación; el fenómeno de agrietamiento, cuya propensión es atribuida a los factores que se discuten a continuación.

### **2.3 Principales factores que influyen en el potencial de agrietamiento causando fragilidad/rigidez excesiva en las mezclas asfálticas con RAP.**

Con base en la literatura revisada, se presume que la adición de pavimento asfáltico recuperado puede tener efectos adversos en la resistencia al agrietamiento, más aún cuando la mezcla asfáltica es sometida a elevadas amplitudes de deformación y bajas temperaturas. Esta hipótesis sugiere que la elevada fragilidad/rigidez de las mezclas recicladas es causada por el oxidado, rígido y endurecido aglutinante contenido en el RAP. Evidentemente, la situación anterior se manifestará en mayor o menor medida en función de la cantidad y calidad del material fresado. Por lo tanto, una manera de entender su influencia en el comportamiento mecánico observado es estudiando el origen, naturaleza y

propiedades del cemento asfáltico envejecido. Del mismo modo, es de suma importancia identificar los factores adicionales que contribuyen a la rigidización excesiva (fragilidad) de las mezclas con RAP.

### **2.3.1 Comportamiento, composición y envejecimiento del asfalto.**

El asfalto es un material derivado del petróleo conformado por largas cadenas de hidrocarburos, el cual, dependiendo de la temperatura, asemeja el comportamiento de un sólido elástico o el de un fluido viscoso, es decir, exhibe un comportamiento visco-elástico. El cemento asfáltico posee una estructura molecular compleja, la cual difiere según la fuente del crudo y el proceso de refinación. No obstante, Cooper III *et al.*, (2016a) indica que, mediante técnicas de extracción para separar los componentes del asfalto, es posible identificar y cuantificar la presencia de las distintas fracciones que confieren al ligante sus características visco-elásticas, estas fracciones son; Saturados, Aromáticos, Resinas y Asfaltenos, mejor conocidos en la literatura especializada como SARA.

Dentro del sistema coloidal, los asfaltenos son partículas sólidas de gran peso molecular que se encuentran dispersos dentro de una matriz oleaginosa conformada por maltenos (aromáticos + saturados + resinas). Los asfaltenos son responsables de la resistencia y rigidez, por lo tanto, son el principal factor que controla las propiedades aglutinantes del asfalto (NAPA, 2011). Por su parte, los maltenos son los encargados de proporcionar la fluidez y ductilidad, así como la adhesión con el agregado mineral y, aunque son partículas de menor peso molecular, también tienen un efecto significativo en el desempeño del asfalto (Fernández *et al.*, 2013).

Sin embargo, el asfalto al ser un compuesto orgánico, experimenta un proceso gradual de oxidación causado principalmente por un envejecimiento a corto y largo plazo. El envejecimiento a corto plazo se produce por la volatilización de los elementos más livianos como consecuencia de exponer el asfalto en finas películas a altas temperaturas durante el proceso de mezclado con el agregado pétreo, transporte, tendido y compactación de la mezcla asfáltica (Veeraragavan, 2016).

Por otro lado, una vez que la mezcla asfáltica forma parte de un pavimento en servicio, se expone directamente durante toda su vida útil al efecto combinado entre la temperatura, la radiación solar, la humedad, la evapotranspiración y el aire, los cuales generan una lenta pero constante oxidación, la cual también contribuye en la modificación de las propiedades físicas, químicas y reológicas del asfalto a través del tiempo (Villegas *et al.*, 2015; Vargas y Reyes, 2010).

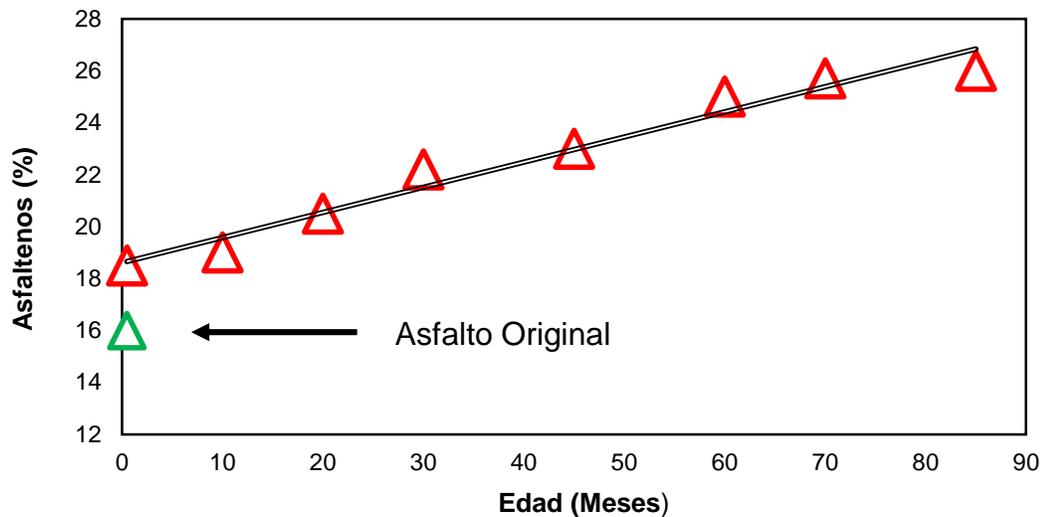
Con respecto a esto, Al-Qadi *et al.*, (2007) asocia el endurecimiento por envejecimiento durante la construcción y servicio con seis mecanismos principales:

- Oxidación por reacción difusiva entre el aglutinante y el oxígeno del aire.
- Volatilización a través de la evaporación de los componentes más ligeros, especialmente durante la construcción.
- Polimerización por reacción química de los componentes moleculares.
- Tixotropía debido a la formación de una estructura interna en el sistema coloidal del asfalto en reposo.
- Sinéresis por exudación de los componentes oleosos más ligeros.
- Separación mediante la eliminación de componentes oleosos, resinas y asfaltenos debido a la absorción de los agregados pétreos.

A su vez, existen otros factores que influyen en el grado de oxidación del asfalto, tales como: el tipo de capa original (intermedia, base o capa de rodadura), el espesor de la película de asfalto, la naturaleza del agregado pétreo, el contenido de vacíos de aire en sitio, el nivel de daño de la carpeta al momento de ser removida, la frecuencia de las acciones de mantenimiento durante su vida útil, así como el tiempo y condiciones de almacenamiento del RAP antes de ser reciclado (Mazzoni *et al.*, 2018).

En general, el envejecimiento produce cambios en la relación asfaltenos/malenos en la estructura y composición molecular del asfalto (disminución en la fase de los malenos), lo cual se traduce en un endurecimiento físico que incrementa la rigidez y viscosidad del ligante (Rodríguez *et al.*, 2016). Un

ejemplo de este fenómeno se esquematiza en la Figura 2- 4, en donde se muestra la evolución del contenido de asfaltenos en un cemento asfáltico con elevada susceptibilidad térmica.



**Figura 2- 4: Evolución del contenido de asfaltenos con el tiempo de servicio.**

Fuente: elaboración propia con información de Bianchetto, 2013.

Debido al proceso de oxidación, las propiedades reológicas del asfalto envejecido difieren bastante de su condición original. Naturalmente, incrementa la rigidez, pero al mismo tiempo, la fragilidad del material también aumenta (Sirin *et al.*, 2018). En este aspecto, Epps *et al.*, (2015) menciona que existen una serie de parámetros que pueden ser utilizados para cuantificar el endurecimiento físico que el asfalto ha sufrido a través del tiempo, por un lado: el módulo complejo de corte ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ), ambos medidos en el reómetro de corte dinámico (DSR), los cuales permiten determinar los incrementos en la rigidez a cualquier frecuencia tanto a temperaturas altas como intermedias y, por otro lado, el reómetro de viga en flexión (BBR) permite medir a baja temperatura los cambios en la rigidez (m-valor), así como la fluencia bajo carga constante (St).

Cuando los parámetros anteriores son comparados contra ciertas especificaciones, es posible calcular el grado de desempeño (PG) del asfalto oxidado, es decir, el rango de temperatura máxima y mínima en la que el asfalto es capaz de soportar las deformaciones permanentes y el agrietamiento, respectivamente.

Usualmente, los asfaltos envejecidos exhiben una enorme habilidad para soportar las deformaciones permanentes, puesto que poseen módulos de corte altos y ángulos de fase bajos, lo cual se traduce en temperaturas críticas de falla bastante elevadas. Simultáneamente, la ganancia de rigidez suele estar acompañada por disminuciones en la flexibilidad, por lo que es habitual en estos ligantes manifestar un comportamiento frágil altamente susceptible a fisurarse, es decir, disminuye su capacidad para resistir las repeticiones de carga antes de agrietarse y toleran temperaturas de trabajo menos gélidas.

Las características referidas, han sido documentadas en diversos estudios, tal como se expone en la Tabla 2- 2, cuyo contenido es una recopilación del grado de desempeño (PG) determinado en asfaltos oxidados provenientes de distintas fuentes de RAP posterior a un proceso de extracción y separación de la solución asfalto/solvente.

**Tabla 2- 2: Grados de desempeño (PG) habituales en los asfaltos envejecidos.**

Estudio	Procedencia del RAP	Solvente Utilizado	Método de separación	PG
Daniel <i>et al.</i> , (2010)	New Hampshire, Estados Unidos	Tricloroetileno	Abson AASHTO T170	94-10
	Maine, Estados Unidos			88-10
	New Hampshire, Estados Unidos			88-10
Hussain y Yanjun (2013)	Mandra, China	Sin especificar	Abson AASHTO T170	100-10
	Nowshera, Pakistán			100-10
Daniel <i>et al.</i> , (2005)	New Hampshire, Estados Unidos	Sin especificar	Sin especificar	94-16
	New Hampshire, Estados Unidos			82-22
West <i>et al.</i> , (2013)	Minnesota, Estados Unidos	Tricloroetileno	Rota vapor ASTM D5404	88-10
	Utah, Estados Unidos			88-10
Ramos (2017)	Jalisco, México	Tricloroetileno	Abson AASHTO T170	106-10
Singh y Sawant (2016)	Mumbai, India	Tricloroetileno	Rota vapor ASTM D5404	88-XX
Sabahfar <i>et al.</i> , (2016)	Kansas, Estados Unidos	Sin especificar	Sin especificar	82-16
				82-10
				88-10

Fuente: elaboración propia.

Queda claro entonces, que el ligante envejecido es el principal causante de conferir una rigidez excesiva a las mezclas recicladas, por lo tanto, es de esperarse que los concretos asfálticos con altos porcentajes de RAP sean menos susceptibles a la deformación permanente pero más propensos al agrietamiento por fatiga y fisuración térmica. La premisa anterior, encaja perfectamente con los comportamientos mecánicos reportados en la literatura presentada en las secciones 2.2.1 (*Deformación permanente – Rigidez*), 2.2.2 (*Daño por humedad – Desgranamiento*) y 2.2.3 (*Agrietamiento - Fatiga y fisuración térmica*).

### **2.3.2 Metodologías de diseño inadecuadas.**

Si bien existen diversas normas, documentos y manuales técnicos orientados al diseño de mezclas asfálticas con RAP la mayoría de estos fueron desarrollados bajo consideraciones y escenarios únicamente válidos para mezclas asfálticas constituidas con materiales vírgenes, por lo que estas disposiciones no son del todo aplicables a las mezclas asfálticas elaboradas con RAP, especialmente en lo referente a la determinación del contenido óptimo de asfalto y en contrarrestar la rigidez excesiva del ligante envejecido. (Zaumanis *et al.*, 2018a).

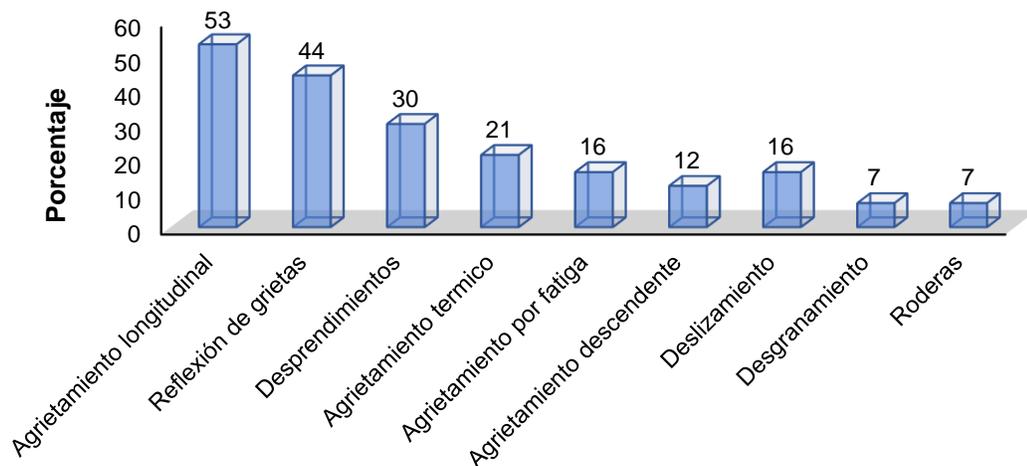
De acuerdo con Cooper III y Mohammad (2018) las metodologías de diseño habitualmente empleadas tales como Superpave, Marshall y Hveem están fundamentadas en conceptos volumétricos como los vacíos en el agregado mineral (VAM), los vacíos llenos con asfalto (Vfa), el volumen de asfalto efectivo (Vbe); los cuales son difíciles de calcular con precisión cuando se incorporan materiales reciclados.

Aunado a lo anterior, las especificaciones volumétricas que rigen el diseño de las mezclas recicladas suelen erróneamente ser idénticas a las empleadas en mezclas convencionales, a pesar de que estos lineamientos originalmente fueron establecidos para incrementar la rigidez y erradicar la deformación permanente de los pavimentos flexibles (West *et al.*, 2018), es decir, están centradas en la estabilidad y no en el desempeño a largo plazo, siendo este último factor el de mayor preocupación en las mezclas con RAP. En consecuencia, un efecto adverso de

incluir en estos sistemas un material ya envejecido (alto módulo de corte del asfalto oxidado) es la obtención de mezclas recicladas potencialmente rígidas, pero con serios problemas de durabilidad (Tang, 2014; Cooper III *et al.*, 2016b).

Actualmente, el sistema Superpave estandarizado en AASHTO M323 y AASHTO R35 es la metodología de diseño de mezclas asfálticas con RAP más utilizada por los departamentos del transporte y agencias encargadas de las vías terrestres. Desafortunadamente, se trata de un método que no toma en cuenta la vida a fatiga y, además, promueve el diseño de mezclas “secas” con bajos porcentajes de asfalto (Dave *et al.*, 2017; Barman *et al.*, 2018), cuyo desempeño a largo plazo es bastante cuestionado, ya que desde su temprana implementación en mezclas 100% nuevas se ha reportado que la forma de obtener la fórmula de trabajo “óptima” es inadecuada para garantizar la durabilidad de la mezcla asfáltica (Kandhal *et al.*, 1998).

El señalamiento anterior ha sido reconocido en una encuesta llevada a cabo en el 2015 por la compañía de materiales “Oldcastle”, en donde gran parte de los departamentos de transporte estadounidense (DOT’s) contundentemente reportaron que en los últimos cinco años la mayoría de los deterioros observados en los pavimentos flexibles estaban asociados a problemas de durabilidad en la carpeta asfáltica, tal como ilustra la Figura 2- 5.



**Figura 2- 5: deterioros observados durante los últimos 5 años (encuesta Oldcastle).**  
Fuente: elaboración propia con información de Buchanan, 2018.

En la figura superior, se observa que únicamente el siete por ciento de los encuestados informó sobre la presencia de roderas, lo que respalda la creencia generalizada de que las deformaciones plásticas no son un inconveniente para las mezclas Superpave, debido a la enorme rigidez que confiere este método de diseño, pero evidentemente estos concretos asfálticos presentan deficiencias importantes en la flexibilidad y capacidad para soportar los distintos tipos de agrietamiento. Lógicamente, la situación anterior se torna más crítica con la participación de RAP, puesto que, los efectos negativos del duro, frágil y excesivamente rígido asfalto envejecido, se ven irracionalmente potenciados con las deficiencias y limitaciones de aplicar este método, particularmente por el bajo contenido de asfalto de diseño típicamente resultante.

En este contexto, Prowell y Brown (2007) atribuyen la escasa flexibilidad de las mezclas Superpave principalmente a los esfuerzos de compactación demasiado altos estipulados en las normas AASHTO R35 y AASHTO M323, los cuales castigan severamente el volumen de asfalto efectivo en la composición de la mezcla asfáltica. Lo anterior, fue determinado a partir de una investigación realizada por el Centro Nacional de Tecnología del Asfalto (NCAT por sus siglas en inglés), en donde los datos de numerosos proyectos en los Estados Unidos demostraron que los pavimentos no se densificaban bajo el tránsito a los niveles alcanzados en el Compactador Giratorio Superpave (SGC).

#### **2.4 Estrategias para incrementar la durabilidad de mezclas asfálticas en caliente fabricadas con pavimento asfáltico recuperado (RAP).**

Tal como se discutió en las secciones anteriores, una de las mayores preocupaciones al utilizar RAP en la fabricación de mezclas asfálticas en caliente es su limitada capacidad para soportar deformaciones importantes antes de agrietarse (insuficiente flexibilidad). Esta indeseable respuesta frente a los esfuerzos de tracción está íntimamente relacionada con la reducción en la durabilidad del concreto asfáltico y, por consiguiente, repercute directamente en la vida útil de toda la estructura del pavimento flexible. Es por ello que, investigadores y agencias encargadas del estudio de las vías terrestres, han recomendado diversos

enfoques para promover la durabilidad de las mezclas asfálticas recicladas, tales como (Shao *et al.*, 2017; Haddadi *et al.*, 2019; Zhou, 2018; Yu *et al.*, 2018; Kaseer *et al.*, 2019):

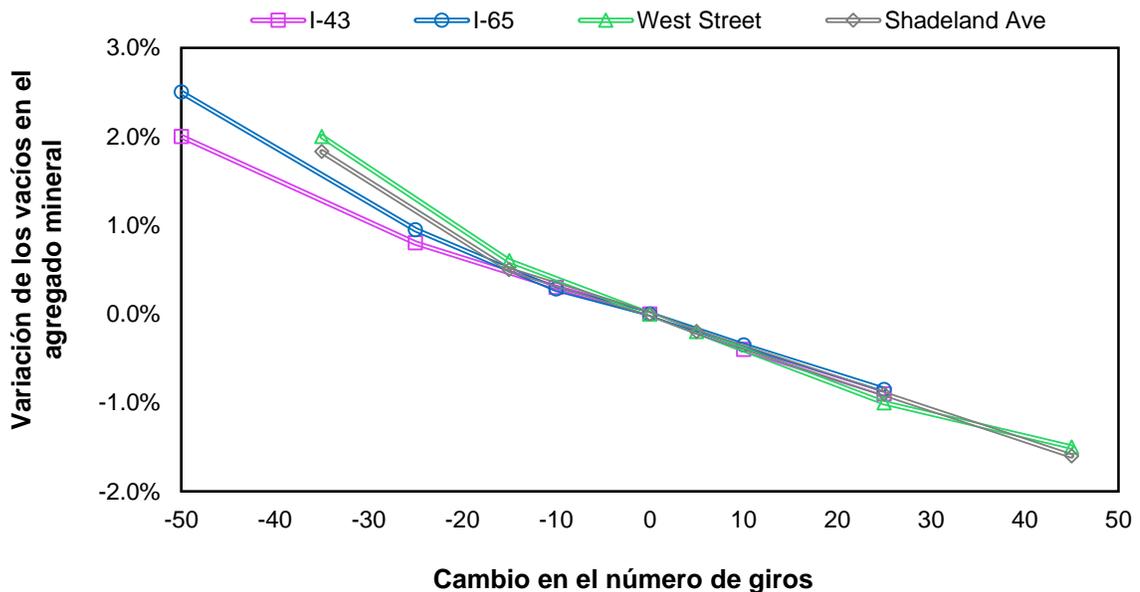
- Incrementar el volumen de asfalto efectivo (disminuyendo el número de giros durante el diseño volumétrico o reduciendo los vacíos de aire).
- Utilizar agentes rejuvenecedores o aditivos.
- Recurrir a cementos asfálticos de aporte blandos.
- Utilizar polímeros que mejoren el grado de desempeño a baja temperatura.
- Emplear plantas de producción que eviten sobrecalentar el RAP o exponerlo a flama directa.
- Reducir el tamaño nominal del pétreo o utilizar granulometrías finas.
- Diseño balanceado (equilibrio entre roderas y agrietamiento).

A continuación, se discuten las estrategias de mejora que mayor éxito han tenido en el incremento de la durabilidad y que, además, fueron conjuntamente las abordadas en este proyecto de investigación.

#### **2.4.1 Incrementar el contenido de asfalto efectivo a partir de reducir el esfuerzo de compactación.**

West *et al.*, (2018) y Zhou *et al.*, (2011) señalan que una forma de aumentar la flexibilidad sin la necesidad de cambiar los requerimientos volumétricos de la mezcla asfáltica es a través de una reducción en el esfuerzo de compactación, lo cual trae como consecuencia un incremento de los vacíos en el agregado mineral (VAM) y por ende, un aumento en el espacio disponible para alojar un mayor volumen de asfalto efectivo ( $V_{be}$ ), dotando así a los agregados pétreos de una película de asfalto mucho más gruesa promoviendo de esta manera la resistencia al agrietamiento. Del mismo modo, la NCHRP (2011) recomienda aumentar el VAM de diseño para obtener mezclas asfálticas con un mayor contenido de ligante asfáltico. Lo anterior, en busca de facilitar el tendido y compactación en campo y, a su vez, mejorar la resistencia a la fatiga e incrementar la durabilidad en general.

En un estudio llevado a cabo por Huber y Anderson (2004) se analizó la influencia de la compactación giratoria Superpave en los vacíos en el agregado mineral (VAM). Los resultados muestran que los vacíos en el agregado mineral incrementan alrededor de 1% por cada reducción de 25 giros en el esfuerzo de compactación aplicado (ver Figura 2- 6); esto se traduce en incrementos de hasta 0.4% en el contenido de asfalto de diseño y, por ende, en mayor volumen de asfalto efectivo.



**Figura 2- 6: Influencia de la compactación en el VAM.**

Fuente: elaboración propia con información de Huber y Anderson, 2004.

De acuerdo con Bonaquist (2014) aumentar 1% el VAM de diseño mientras el volumen de vacíos de aire permanece constante en 4%, resultará en incrementos cercanos al uno por ciento en el contenido de asfalto efectivo ( $V_{be}$ ). Existen diversos factores que contribuyen a mejorar el desempeño, sin embargo, el volumen de asfalto efectivo ha sido identificado como el principal factor de diseño que afecta tanto la durabilidad como la resistencia al agrietamiento de la mezcla asfáltica (Buchanan, 2018). Por lo tanto, aumentos sucesivos en la propiedad anterior (gobernados por la disminución en el número de giros), gradualmente generarán un denso espesor en la película de asfalto que recubre a los agregados pétreos, lo cual es una característica deseable en las mezclas con RAP dado que incrementa la

flexibilidad y disminuye la tasa de envejecimiento del cemento asfáltico (Christensen y Bonaquist, 2006).

Recientemente, en un intento por aumentar el contenido de asfalto efectivo y combatir la susceptibilidad al agrietamiento de las mezclas tanto recicladas como convencionales (sin RAP), un gran número (>40%) de los Departamentos del Transporte Estadounidense (DOT's) han optado por disminuir los niveles de giro de diseño, realizando modificaciones importantes a los esfuerzos de densificación estipulados en la metodología Superpave. En la Tabla 2- 3 se muestra la energía de compactación (Ndiseño) adoptada por diferentes agencias del transporte.

**Tabla 2- 3: Giros de diseño empleados para determinar el contenido óptimo de asfalto - Departamentos de Transporte de los Estados Unidos.**

Estado	Giros de diseño	Estado	Giros de diseño	Estado	Giros de diseño
Alabama*	60	Michigan**	45, 50, 76, 86, 96, 109	Ohio*	65
Arkansas**	50, 75, 100, 125	Minnesota**	40, 60, 90, 100	Oklahoma**	50, 60, 80
Colorado**	75, 100	Mississippi**	50, 65, 85	Oregon**	65, 80, 100
Connecticut**	75, 100	Missouri**	50, 75, 80, 100, 125	Pennsylvania*	50, 75, 100
Florida**	50, 65, 75, 100	Montana*	75	Rhode Island*	50
Idaho**	50, 75, 100, 125	Nebraska**	40, 65, 95	Texas*	50
Iowa**	50, 60, 65, 68, 76, 85, 96, 109, 126	New Hampshire**	50, 75	Utah**	50, 75, 100, 125
Kansas**	75, 100	New Jersey**	50, 75	Vermont**	50, 65, 80
Kentucky**	50, 75, 100	New Mexico	75, 100, 125	Virginia*	65
Maine**	50, 75	New York**	50, 75, 100	Washington**	50, 75, 100, 125
Massachusetts**	50, 75, 100	North Carolina**	50, 65, 75, 100	West Virginia**	50, 65, 80, 100

\*Para todo tipo de mezcla asfáltica en caliente (cualquier aplicación)

\*\* En función del tipo de mezcla asfáltica e intensidad del tránsito actuante

Fuente: elaboración propia.

En este contexto, West *et al.*, (2018) menciona que reducir en 20 o 25% el número de giros durante el diseño volumétrico, ha dado como resultado mezclas asfálticas ricas en asfalto con un exitoso desempeño en campo. No obstante, reducir el número de giros en busca de incrementar el contenido de asfalto efectivo de la mezcla reciclada es una estrategia de mejora que requiere de especial atención durante la etapa de producción en planta y proceso constructivo, puesto que, el aumento en la durabilidad sólo se obtiene cuando los materiales, granulometría y vacíos de aire de diseño determinados en laboratorio son replicados en obra.

Con respecto a lo anterior, Limón (2011) advierte que dejar en sitio un contenido de huecos diferente al de proyecto afectará negativamente el desempeño de la mezcla asfáltica. Por un lado, altos porcentajes de vacíos de aire acelerarán el proceso de envejecimiento del asfalto ya oxidado, incrementando aún más su fragilidad, lo que implicará que la carpeta no resista las reiteradas cargas vehiculares provocando prematuramente el fallo por fatiga. Por el contrario, si no se dejan los suficientes vacíos en la mezcla compactada, podría volverse un material inestable propenso al flujo plástico (roderas), especialmente cuando se combinen; altas temperaturas, tráfico pesado, velocidades lentas, asfaltos de aporte muy blandos y bajos porcentajes de RAP.

#### **2.4.2 Aditivos rejuvenecedores.**

Las mezclas asfálticas son materiales flexibles, pero al envejecer el asfalto y perder gran parte de su contenido de maltenos, tienden a rigidizarse; lo que provoca un cambio desfavorable en la resistencia a tensión, por lo tanto, se agrietan dando lugar a un deterioro progresivo. Si estos asfaltos oxidados, rígidos y menos elásticos son reciclados, la porción perdida de maltenos transferirá a la nueva mezcla características indeseables que suelen estar asociadas con problemas de durabilidad (Zaumanis *et al.*, 2016).

Sin embargo, la ingeniería de materiales ha desarrollado aditivos rejuvenecedores capaces de restaurar los ligantes envejecidos a una condición adecuada para su reutilización. De acuerdo con Yu *et al.*, (2014) y Zaumanis *et al.*,

(2013) los rejuvenecedores son agentes orgánicos ricos en compuestos aromáticos con bajo contenido de saturados que revierten las propiedades físicas, químicas y reológicas degradadas de los asfaltos envejecidos, favoreciendo su uso en un nuevo ciclo de servicio. Por su parte, Veeraragavan (2016) define a los rejuvenecedores como aquellos aditivos que están formulados para restaurar las propiedades originales como la relajación, la ductilidad, las propiedades cohesivas y adhesivas, así como disminuir la viscosidad de los ligantes oxidados.

Generalmente, un rejuvenecedor contiene altas proporciones de componentes de baja viscosidad para ayudar a restablecer el equilibrio entre la fase de asfaltenos y maltenos, lo cual es esencial en busca de moderar la rigidez excesiva del ligante envejecido. Con respecto a lo anterior, es muy importante diferenciar entre agentes ablandadores y aditivos rejuvenecedores. A este respecto, Karlsson e Isacsson (2006) y Shen *et al.*, (2007) mencionan que los agentes ablandadores están destinados únicamente a reducir la viscosidad del asfalto RAP, mientras que los rejuvenecedores son empleados para recuperar las propiedades de los aglutinantes envejecidos a un nivel de consistencia apropiado para la construcción y el desempeño del pavimento y, además, deben reconstituir la composición química para garantizar su durabilidad. De acuerdo con Zaumanis *et al.*, (2014b) algunos de los beneficios que ofrece la utilización de agentes rejuvenecedores son:

- Bajo costo de almacenamiento, ya que en la mayoría de los casos no requieren condiciones especiales de temperatura.
- Su consistencia fluida permite una fácil incorporación en la fabricación de la mezcla asfáltica mediante bombas o sistemas de dosificación en líquido.
- Poseen un enorme potencial para dosificarlos adecuadamente con base en las propiedades reológicas del asfalto envejecido.
- Permiten ampliar el rango de participación del RAP en la mezcla asfáltica y, por consiguiente, favorecen la utilización de altos porcentajes de material fresado.

- Reducen los costos de producción de mezclas recicladas.
- Facilitan el tendido y la compactación de las mezclas recicladas.

Recientemente, Ali *et al.*, (2019), Walther *et al.*, (2019), Pan *et al.*, (2018) e Im *et al.*, (2016) realizaron investigaciones enfocadas en evaluar el efecto de varios rejuvenecedores orgánicos en las propiedades ingenieriles de mezclas asfálticas en caliente con altos porcentajes de RAP (entre 30 y 60%). En general, la participación de agentes recicladores estuvo acompañada de una importante mejora en las características asociadas con la resistencia a fatiga de las mezclas recicladas, inclusive, algunas de estas exhibieron mejores desempeños que las mezclas vírgenes y, además, sin mermar significativamente su capacidad para soportar las deformaciones plásticas o al menos, manteniéndolas dentro de los límites tolerables. Adicionalmente, otros estudios han revelado que la resistencia conservada a tracción indirecta (TSR) también se ve favorecida con la incorporación de aditivos rejuvenecedores, puesto que ayudan a promover y activar la adhesión entre el asfalto nuevo, el asfalto envejecido y el agregado mineral, disminuyendo así el daño por humedad (Pradyumna y Jain, 2016; Kuang *et al.*, 2018).

No obstante, lograr los efectos positivos del aditivo rejuvenecedor dependen de un número de factores, los cuales, según Yin *et al.*, (2017) son: el tipo y dosificación de aditivo, la compatibilidad del agente reciclador con el asfalto base, así como el grado de activación y mezclado del ligante envejecido con el rejuvenecedor. En este contexto, Al-Qadi *et al.*, (2007) señala que tanto la incompatibilidad como la sobredosis de estos productos puede perjudicar el desempeño final de la mezcla reciclada, especialmente dar lugar a la aparición de deterioros relacionados con la pérdida de adherencia entre los agregados minerales y el cemento asfáltico.

Del mismo modo, Zaumanis y Mallick (2015) indican que el éxito de los agentes recicladores depende de la dispersión del aditivo en la mezcla y su difusión dentro del asfalto oxidado contenido en el RAP. Rad (2013) explica que la difusión es un proceso de movimiento molecular aleatorio (transferencia de materia de un sistema a otro) generado por una ganancia de energía, el cual es seriamente

afectado por la forma, tamaño y fuerza de inter-atracción de las moléculas, así como de la temperatura. La difusión se presenta durante el mezclado, almacenamiento, transporte, tendido y compactación de las mezclas asfálticas, aunque también puede continuar madurando cuando el pavimento es puesto en servicio (Ramos, 2017). El mecanismo de difusión es un fenómeno complejo, pero Noureldin y Wood (1987) lo explican a grandes rasgos en cinco etapas:

1. El rejuvenecedor forma una película de muy baja viscosidad alrededor de la capa de cemento asfáltico envejecido que recubre al agregado mineral (Etapa 0).
2. El rejuvenecedor comienza lentamente a penetrar en la capa del asfalto oxidado, lo que disminuye la cantidad de aditivo que envuelve a las partículas al mismo tiempo que ablanda el cemento asfáltico envejecido (Etapa 1).
3. El rejuvenecedor continúa penetrando a través de las capas del asfalto oxidado, por lo que no quedan restos de aditivo sobre las partículas RAP; la viscosidad de la capa interna se reduce y gradualmente se incrementa la viscosidad de la capa externa (Etapa 2).
4. Después de cierto tiempo, se alcanza el equilibrio en la mayoría del espesor de la película de asfalto envejecido, excepto en la interfaz asfalto-agregado, la cual puede permanecer en un nivel de viscosidad más alto (Etapa 3 y 4).

De esta manera, el asfalto envejecido ha sido activado para fluir y mezclarse parcialmente con el nuevo asfalto de aporte. Lógicamente, un proceso de difusión adecuado (cuando el rejuvenecedor, el asfalto envejecido y el asfalto de aporte se combinan para actuar como un ligante lo más homogéneo posible) altera favorablemente la estabilidad y durabilidad del sistema trifásico reciclado. Por ello, investigaciones llevadas a cabo por Zaumanis *et al.*, (2015) concluyen que se deben implementar prácticas que favorezcan al fenómeno de difusión, tales como: incrementar las temperaturas de producción y compactación, así como prolongar el tiempo de mezclado y curado.

### **2.4.3 Utilización de asfaltos blandos (cartas de mezclado).**

Sin lugar a dudas, la preocupación general entre los involucrados en el reciclado de pavimentos asfálticos en caliente es la capacidad de la mezcla asfáltica para resistir los deterioros causados por el agrietamiento. No obstante, Sánchez y Tighe (2015) mencionan que, en Canadá, el uso de asfaltos más blandos se ha vuelto una práctica común para controlar la fatiga y la fisuración térmica, particularmente cuando se utilizan porcentajes de RAP superiores al 20%.

En un orden de ideas similar, para compensar la elevada rigidez/fragilidad del asfalto oxidado, el Instituto Norteamericano del Asfalto (2014) sugiere reducir gradualmente la viscosidad del ligante de aporte (con respecto al grado de desempeño "PG") en función de la cantidad de material fresado presente en la mezcla. De acuerdo con estos lineamientos, puede utilizarse hasta un 15% de RAP sin necesidad de cambiar el grado de desempeño del asfalto de proyecto, tal como si se tratara de una mezcla convencional. Cuando se utilice entre un 15 y 25% de RAP, el asfalto de aporte debe disminuir un nivel su grado de desempeño tanto a baja como alta temperatura de trabajo (considerando que los niveles de trabajo van de 6 en 6 grados centígrados). Si se precisa utilizar arriba de 25% de RAP es necesario emplear cartas de mezclado para determinar el grado de desempeño adecuado o bien, para calcular la cantidad máxima de material fresado que puede ser incorporada.

Las cartas de mezclado pretenden aumentar la durabilidad de la mezcla reciclada a partir de que la combinación entre el asfalto de aporte más blando y el aglutinante endurecido proveniente del RAP, proyecten un grado de desempeño igual o muy similar al ligante que podría ser utilizado en el mismo proyecto considerando únicamente materiales vírgenes.

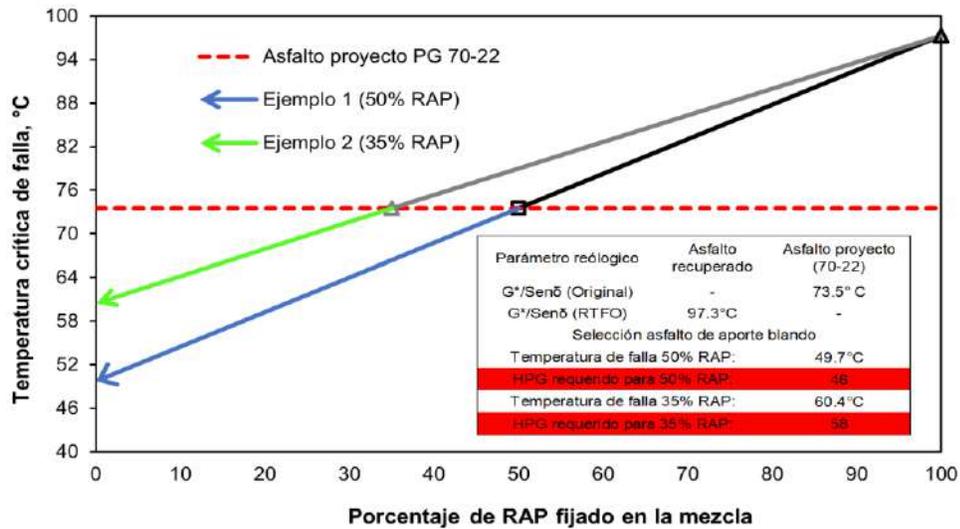
En este contexto, Al-Qadi *et al.*, (2007) señala que existen dos enfoques para construir estos gráficos de mezclado: el primero (ver Figura 2- 7 y Figura 2- 8), aborda la determinación del grado de desempeño del asfalto de aporte manteniendo fijo el porcentaje de RAP en la mezcla y su cálculo está gobernado por la ecuación 2.1.

$$T_v = \frac{T_{C_{mezcla}} - (\%RAP * T_{C_{RAP}})}{(1 - \%RAP)}$$

**Ecuación 2.1**

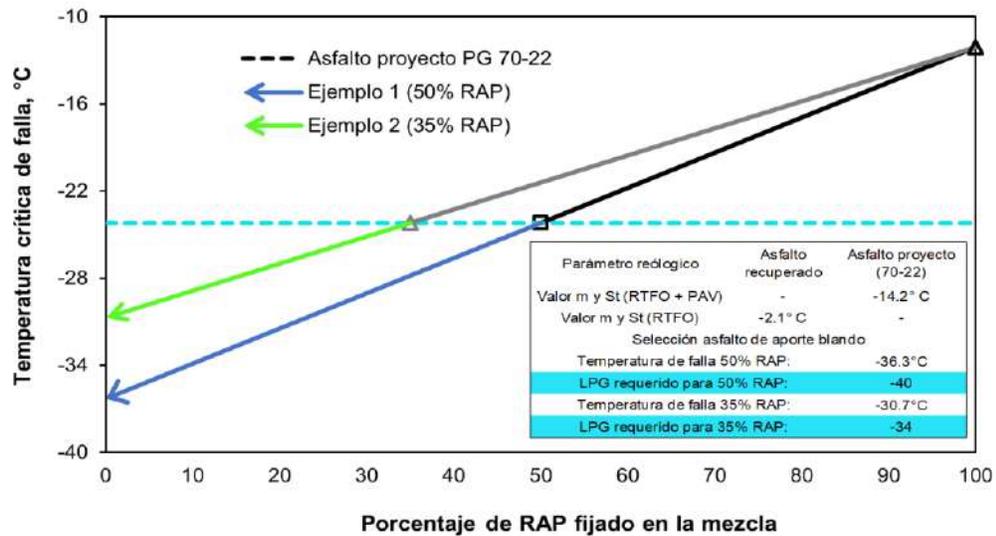
Donde:

$T_v$ = temperatura crítica de falla deseada en el asfalto de aporte, esto es, el grado de desempeño (PG) requerido para contrarrestar la rigidez excesiva del asfalto RAP;  
 $T_{C_{mezcla}}$ = temperatura crítica de falla en el asfalto de proyecto seleccionado  
**RAP**= porcentaje de pavimento asfáltico recuperado que se pretende incorporar a la mezcla asfáltica reciclada y;  
 $T_{C_{RAP}}$ = temperatura crítica de falla del asfalto oxidado recuperado.



**Figura 2- 7: Ejemplo de aplicación cartas de mezclado - PG alta temperatura.**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 2- 8: Ejemplo de aplicación cartas de mezclado - PG baja temperatura.**

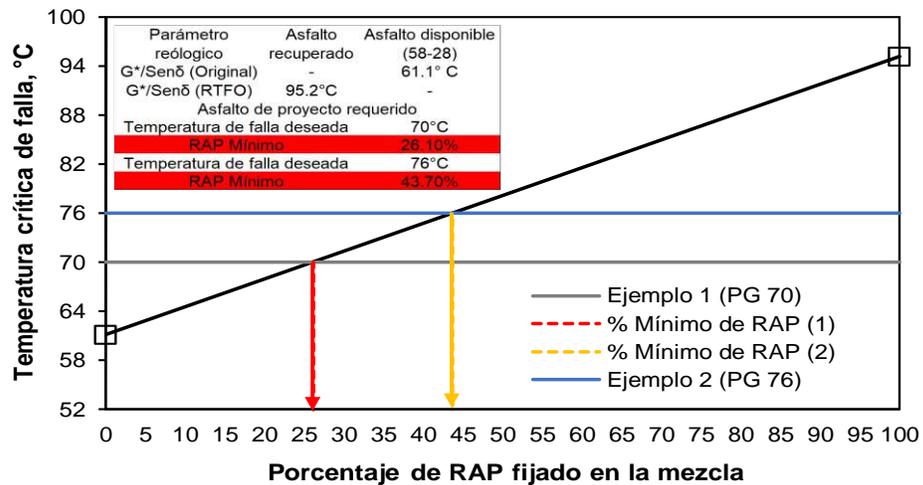
Fuente: elaboración propia.

El segundo enfoque (ver Figura 2- 9 y Figura 2- 10) se centra en determinar cuál es el porcentaje máximo de RAP que se puede añadir a la mezcla una vez que se ha fijado el asfalto de proyecto y su cálculo está gobernado por la ecuación 2.2.

$$\%RAP = \frac{T_{Cmezcla} - T_v}{T_{CRAP} - T_v} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

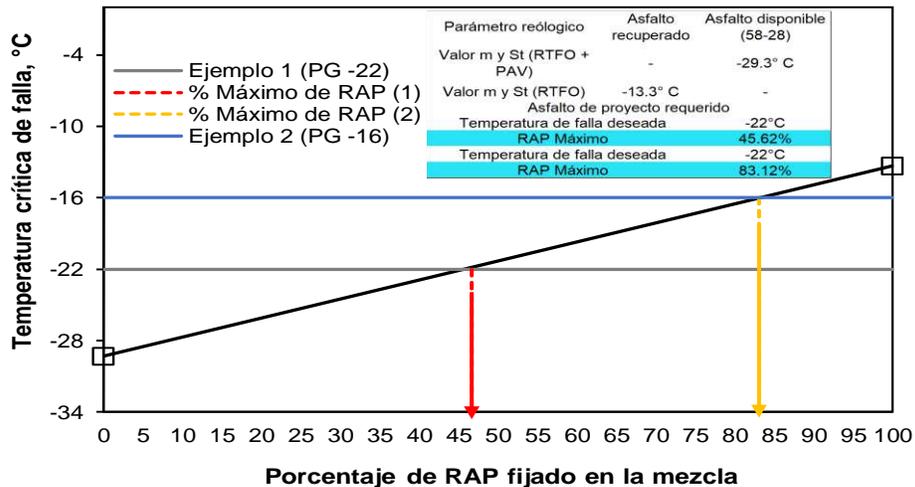
Donde:

- %RAP**= porcentaje máximo de asfalto recuperado que se puede añadir;
- T<sub>v</sub>**= temperatura crítica de falla en el asfalto virgen;
- T<sub>Cmezcla</sub>**= temperatura crítica de falla deseada en el asfalto de proyecto y;
- T<sub>CRAP</sub>**= temperatura crítica de falla del asfalto oxidado recuperado.



**Figura 2- 9: Ejemplo de aplicación cartas de mezclado – Mínimo %RAP.**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 2- 10: Ejemplo de aplicación cartas de mezclado – Máximo %RAP.**

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar, las ecuaciones anteriores se alimentan de propiedades reológicas fundamentales medidas en el DSR y BBR. Por lo tanto, la aplicación de este método de ablandamiento involucra primeramente un proceso de extracción, recuperación, y caracterización del asfalto envejecido, el cual, según West *et al.*, (2013) es posible llevar a cabo ejecutando secuencialmente los estándares de prueba AASHTO T164 (Método de centrifugado), ASTM D5404 (Rota-Vapor) o AASHTO T170 (Método Abson) y AASHTO M320 (clasificación PG), respectivamente.

Con respecto a lo anterior, el proyecto de investigación 9-12 de la NCHRP concluyó que la clasificación PG del asfalto RAP debe realizarse considerando únicamente el envejecimiento a corto plazo en RTFO (McDaniel *et al.*, 2000). Este señalamiento fue determinado en el estudio anterior y atiende a dos propósitos: por un lado, envejecer el asfalto en RTFO eliminará cualquier rastro de solvente que pudiera afectar las temperaturas críticas de falla, mejorando de esta manera la efectividad de la ecuación lineal para predecir el asfalto de aporte requerido y, por el otro lado, prescindir del envejecimiento a largo plazo en el PAV reduce enormemente el consumo de tiempo y materiales, el cual no se justifica debido a que el asfalto reciclado ya ha sufrido durante su vida útil las modificaciones más importantes en su estructura molecular, por lo que no existen variaciones significativas en sus propiedades después de otro ciclo de envejecimiento.

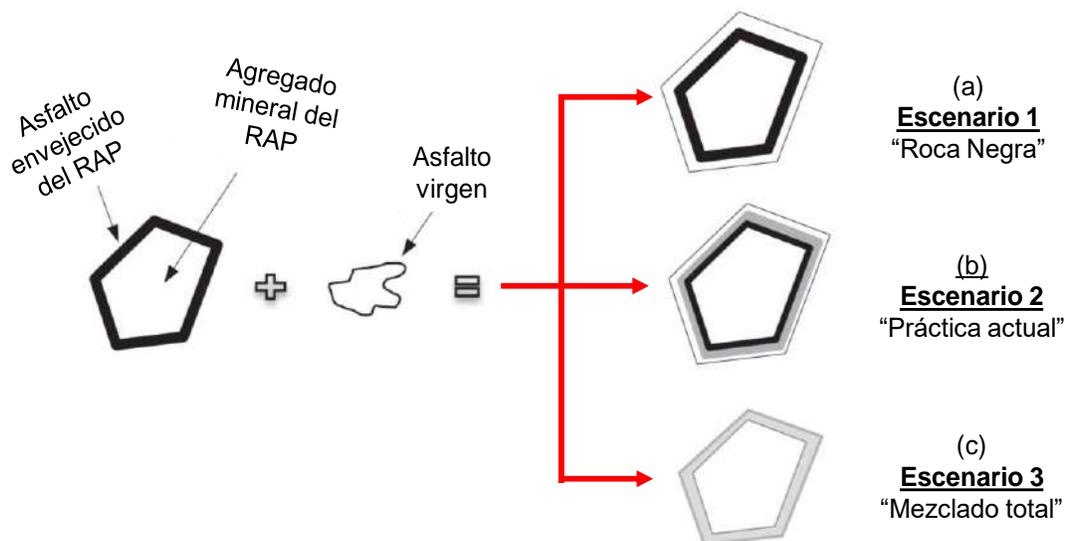
Evidentemente, el concepto de las cartas de mezclado está basado en asumir un mezclado total entre el asfalto de aporte y el ligante envejecido, lo cual, por su puesto, dista de ser completamente cierto, debido a que la combinación entre ambos cementos asfálticos es un fenómeno complejo que no ocurre de manera instantánea y sólo se manifiesta de forma parcial en mayor o menor proporción en función del nivel de contacto entre ambos asfaltos y el proceso de difusión posterior al contacto (Kriz *et al.*, 2014; Baghaee y Baaj, 2016).

No obstante, la validez de las cartas de mezclado ha sido corroborada mediante análisis enfocados en comparar los cambios en la rigidez y vida a fatiga de mezclas recicladas fabricadas en laboratorio simulando tres diferentes

escenarios de mezclado (McDaniel *et al.*, 2000): el primero de ellos, el caso “roca negra” en donde el RAP actúa únicamente como agregado mineral y las propiedades de la mezcla dependen enteramente del asfalto virgen de aporte sin tomar en cuenta el efecto del asfalto envejecido. El escenario roca negra se simuló extrayendo el asfalto de una mezcla con RAP y luego mezclando en las proporciones adecuadas el agregado mineral recuperado con el agregado pétreo virgen para fabricar mezclas con asfalto nuevo exclusivamente (ver Figura 2- 11a).

El tercer escenario, conocido como “mezclado total” asume que todo el asfalto envejecido contenido en el RAP está disponible para mezclarse con el asfalto nuevo, logrando así una mezcla de ligantes homogénea. Estas mezclas se fabricaron extrayendo y recuperando el asfalto envejecido del RAP y mezclándolo con el ligante nuevo, luego la mezcla de aglutinantes se incorporó a los agregados vírgenes y reciclados (ver Figura 2- 11c).

Los casos uno y tres representan los extremos opuestos del segundo escenario de mezclado: “la práctica actual”, en donde ocurre un mezclado parcial entre el asfalto envejecido y el ligante virgen. Estos especímenes de prueba se fabricaron como de costumbre, agregando el cemento asfáltico nuevo al RAP intacto, es decir, sin modificaciones al recubrimiento (ver Figura 2- 11b).



**Figura 2- 11: Escenarios de mezclado entre el asfalto RAP y el asfalto virgen.**  
Fuente: Baghaee y Baaj, 2016.

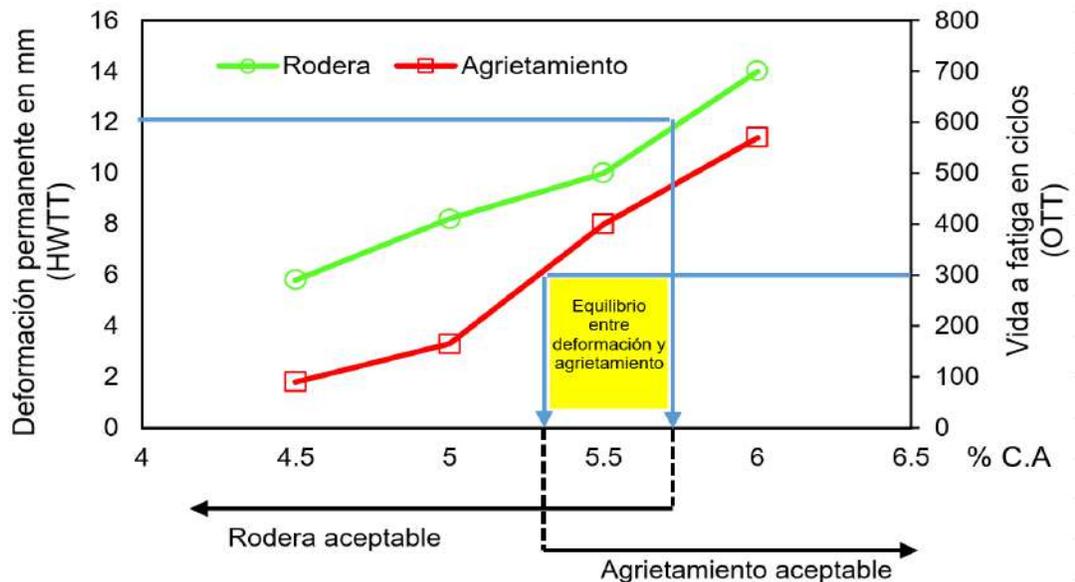
Tres materiales RAP de distinta fuente, dos cementos asfálticos nuevos y dos contenidos de material fresado (10 y 40%) fueron utilizados para evaluar los tres escenarios de mezclado. Lo anterior, a partir de someter los especímenes asfálticos a diversos ensayos de corte Superpave a altas temperaturas, así como pruebas de creep a tensión indirecta empleando bajas temperaturas. Todas las muestras se prepararon sobre la base de un volumen igual de asfalto total. De los resultados más relevantes se encontró que, para bajos porcentajes de RAP, no hay diferencias importantes en los tres casos de mezclado, debido a la pequeña cantidad de asfalto envejecido que no termina por alterar las propiedades de la mezcla. Sin embargo, para altos porcentajes de RAP destaca que no se encontraron diferencias significativas en los comportamientos mecánicos entre los escenarios dos (“*práctica actual*”) y tres (“*mezclado total*”), mientras que el caso de la roca negra (“*escenario 1*”) demostró en general rigideces más bajas y deformaciones más altas en comparación con los otros dos escenarios. Esto significa que el uso de las cartas de mezclado es un enfoque apropiado y, además, proporciona evidencia convincente de que el RAP no actúa como una roca negra.

#### **2.4.4 Diseño balanceado.**

Por múltiples décadas, correlaciones empíricas han sido eficazmente utilizadas para diseñar mezclas asfálticas con materiales vírgenes. Sin embargo, cuando hay una desviación importante de la práctica tradicional, por ejemplo, las mezclas con RAP, es posible que estas relaciones ya no sean ciertas (Poulikakos *et al.*, 2018). En consecuencia, el cumplimiento de las propiedades volumétricas deja de ser evidencia suficiente para asegurar el correcto desempeño de la mezcla reciclada, especialmente por ser un material que exhibe tan enorme desequilibrio entre rigidez y flexibilidad. Por ende, una nueva forma de afrontar el diseño de mezclas asfálticas con RAP es mediante la aplicación del diseño balanceado.

La Administración Federal de Carreteras Norteamericana define al diseño balanceado como aquel que, para determinar la fórmula de trabajo, utiliza pruebas de desempeño en especímenes debidamente acondicionados para abordar múltiples tipos de deterioro, tomando en cuenta el envejecimiento, el tráfico y el

clima esperado, así como la posición de la mezcla dentro de la estructura del pavimento (Newcomb, 2018). De forma sencilla, podríamos decir que bajo esta óptica el contenido de asfalto de diseño es seleccionado en función del mínimo contenido de asfalto que cumpla los requisitos para soportar el agrietamiento y el máximo contenido de asfalto que satisfaga los requerimientos de deformación permanente (ver Figura 2- 12), en lugar de depender únicamente de estándares volumétricos.



**Figura 2- 12: Ejemplo básico de aplicación del diseño balanceado.**

Fuente: elaboración propia con información de Bennert, 2018.

Si bien se trata de una metodología que todavía se encuentra en exploración, los investigadores que trabajan en su desarrollo han publicado tres enfoques potenciales, los cuales se describen a continuación (FHWA, 2016; Austerman *et al.*, 2018):

**1.- Diseño volumétrico con verificación del desempeño.** Para determinar el contenido óptimo de asfalto, este enfoque comienza con el diseño volumétrico tradicional de Superpave. Posteriormente, se seleccionan las pruebas de desempeño adecuadas para evaluar la resistencia de la mezcla asfáltica ante las deformaciones permanentes, agrietamiento por fatiga y daño por humedad. Si el diseño de la mezcla cumple con los estándares de desempeño fijados para el

proyecto, se establece como la fórmula de trabajo y comienza la producción en planta. De lo contrario, todo el proceso de diseño de la mezcla se repite utilizando diferentes materiales o variando las proporciones en la mezcla hasta que se cumplan todos los criterios volumétricos y de desempeño.

Este enfoque es el más conservador de todos y su potencial de innovación es muy bajo, ya que obligadamente se deben satisfacer los requerimientos volumétricos, lo cual imposibilita la incorporación de nuevos materiales o tecnologías distintas a las consideradas en la metodología original de Superpave.

**2.- Diseño volumétrico modificado por desempeño.** Este enfoque comienza utilizando el método actual de diseño Superpave para establecer de manera preliminar la estructura mineral y el contenido de asfalto. Luego, la mezcla se somete a las pruebas de desempeño seleccionadas para evaluar su resistencia a la formación de roderas y agrietamiento, así como la susceptibilidad al daño por humedad. Dependiendo de los resultados obtenidos en la etapa anterior, el porcentaje de ligante y los componentes de la mezcla asfáltica son ajustados hasta cumplir con los estándares de desempeño requeridos en el proyecto. Por lo tanto, el diseño volumétrico únicamente es empleado para proporcionar un punto de partida y no se requiere cumplir con todos los criterios empíricos tradicionales o, al menos, se permite que las propiedades volumétricas finales se desvíen fuera de los límites existentes en Superpave.

Si bien este segundo enfoque tiene un potencial de innovación mayor al anterior, todavía parte de un método de diseño pensado para materiales 100% vírgenes, por lo que el rango de acciones para incrementar el desempeño sigue siendo muy limitado.

**3.- Diseño por desempeño.** En este enfoque no existen límites o consideraciones iniciales en los requerimientos volumétricos ni en la naturaleza de los materiales empleados en el diseño. Básicamente, las proporciones y componentes de la mezcla asfáltica se ajustan en función de la información obtenida de los ensayos mecánicos. Por lo tanto, el diseño termina una vez que los resultados

de las pruebas de laboratorio demuestran que se han alcanzado los indicadores del desempeño solicitado.

Sin duda, este es el enfoque más prometedor para abordar mezclas con altos porcentajes de RAP, ya que no existen restricciones de ninguna índole y su diseño puede ser fuertemente orientado al incremento de la resistencia a fatiga (flexibilidad), compensando así, la altísima rigidez del asfalto envejecido.

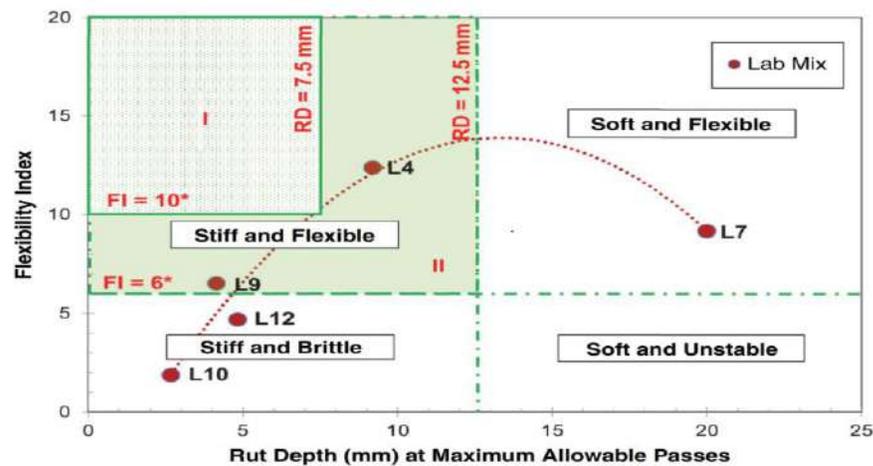
Actualmente, algunos Departamentos de Transporte Norteamericano pioneros en el diseño por estándares de desempeño, utilizan los enfoques del diseño balanceado para diseñar mezclas asfálticas con RAP o concretos asfálticos utilizados en aplicaciones específicas. La Tabla 2- 4 muestra los métodos de ensayo de laboratorio adoptados para evaluar la resistencia al agrietamiento y a la deformación permanente.

**Tabla 2- 4: Pruebas de desempeño comúnmente utilizadas en el diseño balanceado.**

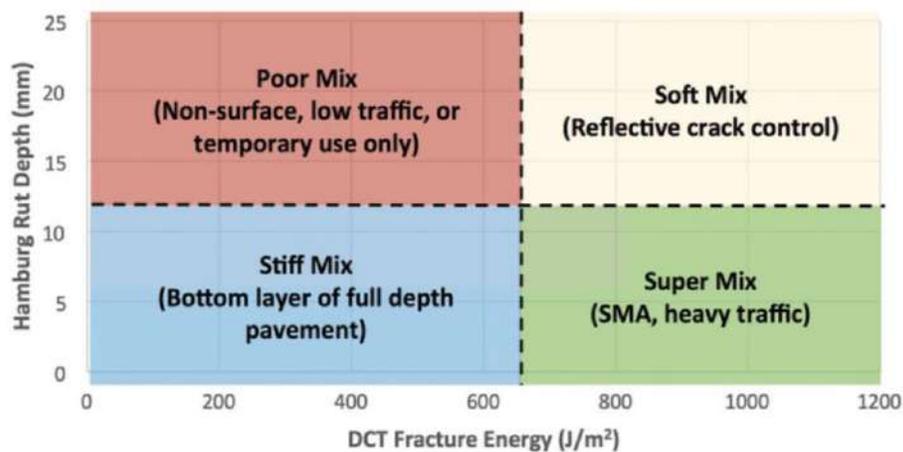
<b>Estado</b>	<b>Metodología</b>	<b>Ensayo de desempeño para evaluar la estabilidad</b>	<b>Ensayo de desempeño para evaluar la durabilidad</b>
<b>California</b>	Diseño volumétrico modificado por desempeño (Enfoque 2)	Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT)	Fatiga en viga de cuatro puntos (BBF)
<b>Illinois</b>	Diseño volumétrico con verificación del desempeño (Enfoque 1)	Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT)	Ensayo de viga semi-circular Índice de flexibilidad (I-FIT)
<b>Louisiana</b>	Diseño volumétrico con verificación del desempeño (Enfoque 1)	Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT)	Energía de fractura ensayo de viga semi-circular (SCB)
<b>New Jersey</b>	Diseño por desempeño (Enfoque 3)	Analizador de pavimentos asfálticos (APA)	Texas Overlay Test (OTT)
<b>Texas</b>	Diseño volumétrico con verificación del desempeño (Enfoque 1)	Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT)	Texas Overlay Test (OTT)
<b>Michigan</b>	Diseño por desempeño (Enfoque 3)	Analizador de pavimentos asfálticos (APA)	Fatiga en viga de cuatro puntos (BBF)
<b>Wisconsin</b>	Diseño volumétrico con verificación del desempeño (Enfoque 1)	Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT)	Disco de Tensión Compacto (DCT)

Fuente: elaboración propia con información de Buchanan, 2017.

A partir de lo anterior, algunos centros de investigación han logrado desarrollar diagramas de interacción del desempeño. Estos gráficos se generan al combinar los resultados tanto de las pruebas de deformación como de agrietamiento y permiten visualizar de manera simultánea el impacto de variar los componentes de la mezcla asfáltica en el comportamiento mecánico. Cuando estos diagramas son correlacionados con los indicadores de desempeño medidos en pruebas de carga acelerada sobre tramos a escala natural, es posible categorizar cualitativamente la calidad de la mezcla asfáltica diseñada o bien, asociar su desempeño en laboratorio con ciertas aplicaciones de pavimentación, tal como ejemplifican la Figura 2- 13 y Figura 2- 14, respectivamente.



**Figura 2- 13: Diagrama de interacción del desempeño - Diseño Balanceado Illinois.**  
 Fuente: Ozer *et al.*, 2016.



**Figura 2- 14: Diagrama interacción del desempeño - Diseño Balanceado Wisconsin.**  
 Fuente: NCAT, 2017.

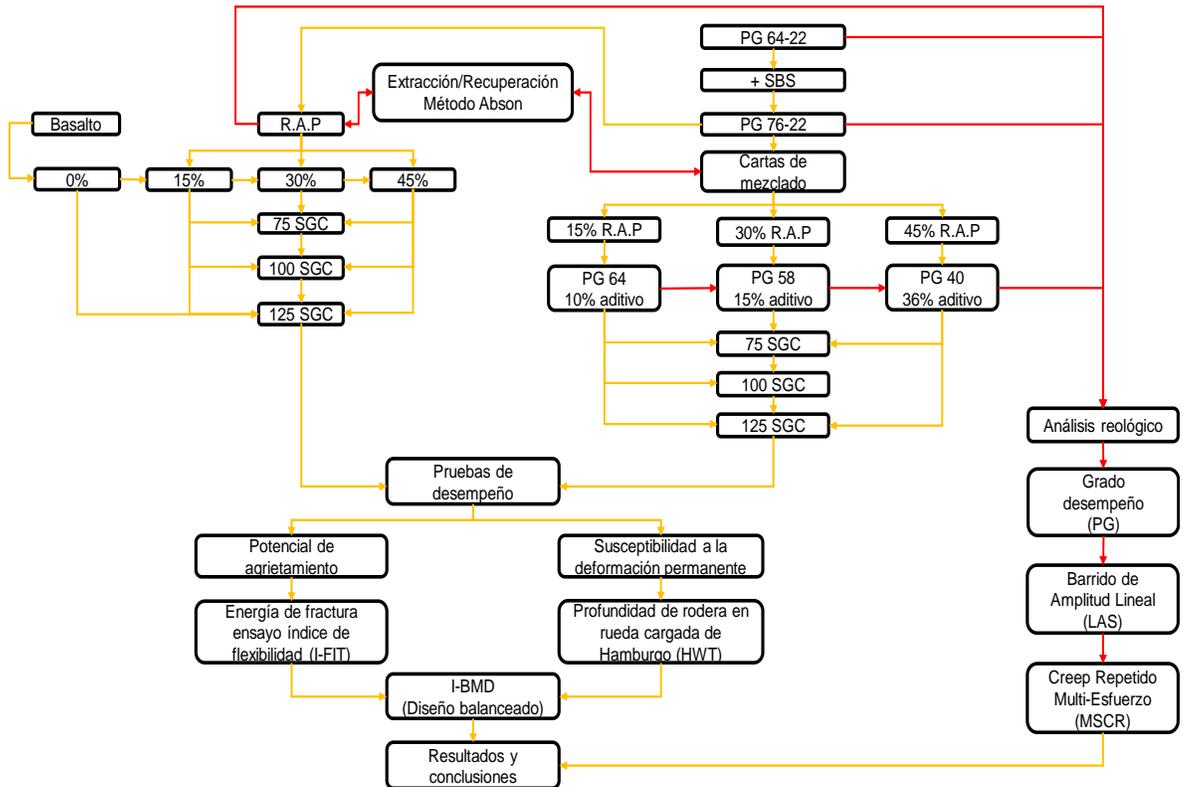
El diseño balanceado no es una visión exclusiva de los Estados Unidos, puesto que, en Europa, ciertas mezclas especiales como las de alto módulo, son diseñadas bajo estándares de desempeño (Zaumanis *et al.*, 2017). De acuerdo con Newcomb (2018) el diseño balanceado mejora las probabilidades de que una mezcla reciclada tenga la combinación, proporción y calidad adecuada de asfalto, agregados y otros ingredientes para resistir los deterioros causados por la fatiga, los esfuerzos cortantes y los ataques atmosféricos.

En este sentido, Zhou *et al.*, (2016) luego de haber obtenido resultados favorables en tramos de prueba a escala real, señalan que las mezclas recicladas con altos contenidos de RAP (hasta 35%) diseñadas bajo esta metodología de reciente aparición pueden alcanzar un comportamiento mecánico igual o inclusive superior al que exhiben las mezclas asfálticas vírgenes.

En soporte a lo anterior, investigaciones recientes (Zaumanis *et al.*, 2019; Al-Qadi *et al.*, 2017; Buttlar *et al.*, 2016) han demostrado que, mediante la aplicación del diseño balanceado y los diagramas de interacción, es posible diseñar mezclas asfálticas de alta calidad con elevados porcentajes de RAP, ya que son poderosas herramientas basadas totalmente en pruebas de desempeño altamente sensibles a variaciones en la calidad y cantidad del material reciclado, naturaleza y estructura del agregado mineral, contenido y tipo de asfaltos vírgenes o modificados con polímero, rejuvenecedores, niveles de envejecimiento, etcétera.

### 3. METODOLOGÍA

En la Figura 3- 1 se muestra la secuencia de acciones planteada para conseguir los objetivos establecidos en este trabajo de investigación, de modo que esta serie de ensayos conduzca a la creación de conocimiento válido.



**Figura 3- 1: Diagrama de flujo de la secuencia metodológica.**

Fuente: elaboración propia.

Para analizar la influencia de la compactación en el desempeño mecánico de las mezclas asfálticas de granulometría densa elaboradas en caliente con distintas tasas de pavimento asfáltico recuperado (RAP), la campaña de experimentos estuvo enfocada en cinco módulos bien definidos:

La primera etapa consistió en determinar las características físicas, químicas y resistentes de los agregados vírgenes empleados, así como también las propiedades reológicas y mecánicas de los distintos asfaltos utilizados. Del mismo modo, se caracterizó el pavimento asfáltico recuperado (RAP), prestando especial cuidado en el análisis reológico del asfalto envejecido proveniente del RAP.

Posteriormente, la segunda etapa implicó el diseño volumétrico tanto de la mezcla asfáltica de referencia (0% RAP) como de las mezclas recicladas. En este módulo se determinó el contenido de ligante que dotó a las mezclas asfálticas de  $4 \pm 0.1\%$  vacíos de aire en su estructura. Lo anterior, para cada una de las combinaciones “%RAP-número de giros” planteadas en esta investigación. A la postre, el contenido de asfalto determinado en este módulo fue utilizado en la fabricación de los especímenes de prueba con y sin aditivo rejuvenecedor.

Una vez definidas las fórmulas de trabajo, se llevó a cabo la elaboración de los especímenes que serían sometidos a las pruebas de simulación y caracterización mecánica. Adicionalmente, con la intención de evaluar la influencia de un aditivo en el comportamiento mecánico de las mezclas recicladas, durante este tercer módulo, se fabricó otra serie de probetas con distintos porcentajes de rejuvenecedor. La dosis particular de aditivo rejuvenecedor para cada tasa de RAP fijada en la mezcla se calculó con base en las cartas de mezclado estipuladas en McDaniel y Anderson (2001).

En la cuarta etapa, todos los concretos asfálticos fueron sometidos a pruebas de susceptibilidad a la deformación permanente y potencial de agrietamiento, propiedades analizadas mediante la Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT) y el Índice de Flexibilidad de Illinois (I-FIT), respectivamente. Estos ensayos permitieron caracterizar en términos de rigidez y flexibilidad las diecinueve distintas mezclas fabricadas.

Por último, con la profundidad de rodera (**PR**) y el índice de flexibilidad (**FI**) determinados la fase anterior, el quinto módulo estuvo enfocado en categorizar de manera cualitativa el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas analizadas, empleando para ello, el diseño balanceado propuesto por la Universidad de Illinois.

De tal manera que el proceso anterior permitiera corroborar si efectivamente se cumple o rechaza la hipótesis establecida al inicio de esta investigación.

### **3.1 Características de los materiales.**

Una mezcla asfáltica en caliente de granulometría densa típicamente está constituida por agregados pétreos, cemento asfáltico y, eventualmente, polímeros y aditivos. Un concreto asfáltico tradicional puede contener aproximadamente entre un 3 a 7 % de asfalto y 97 a 93% de agregado mineral con respecto a su peso. Por lo anterior, una etapa fundamental en el diseño de mezclas asfálticas es el análisis en laboratorio de las características físicas, químicas y resistentes del agregado pétreo, así como las reológicas del cemento asfáltico, dado que, las propiedades tanto del ligante como del agregado y sus proporciones relativas dentro de la mezcla dictarán el comportamiento mecánico final de la misma.

De manera análoga, cuando se trata de mezclas asfálticas elaboradas con pavimento asfáltico recuperado (RAP) obligadamente se deben evaluar ciertas propiedades críticas del material reciclado, tales como; granulometría, contenido de cemento asfáltico, rigidez del asfalto envejecido y densidad teórica máxima de la mezcla suelta. La ejecución de los ensayos anteriores, está ligado con dos objetivos; por un lado, determinar su influencia en el diseño y propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica reciclada y, por el otro, proporcionar información sobre las consideraciones que se deben tomar en cuenta durante la selección del asfalto de aporte para contrarrestar la rigidez excesiva del asfalto oxidado presente en el RAP.

En los siguientes apartados se describen los procesos adoptados en lo referente a la caracterización del agregado pétreo, cemento asfáltico y el RAP empleado en esta investigación.

#### **3.1.1 Agregado mineral virgen.**

- ***Selección de agregado mineral.***

El agregado pétreo utilizado en la fabricación de las distintas mezclas asfálticas analizadas en este trabajo de investigación proviene del banco de materiales denominado “Asfaltos Guadalajara”, el cual está ubicado en el municipio de Tonalá, en el estado de Jalisco. Se trata de roca sana de naturaleza basáltica

100% producto de trituración. Del banco antes mencionado, se muestrearon las fracciones de grava 3/4", sello 3-A y arena de cono. En la Figura 3- 2 se muestra una panorámica de los materiales muestreados.



**Figura 3- 2: Muestreo en el banco de materiales.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Con la finalidad de evaluar las características físicas, químicas y resistentes del agregado pétreo seleccionado, estos materiales fueron sometidos a las pruebas que se enlistan a continuación:

Sobre la fracción de grava

- Desgaste de los ángeles.
- Desgaste Microdeval.
- Intemperismo acelerado.
- Caras fracturadas.
- Partículas alargadas y lajeadas.
- Adherencia con el asfalto.

Sobre la fracción fina

- Equivalente de arena.
- Angularidad.
- Azul de metileno.

Es importante mencionar que las pruebas señaladas son las comúnmente exigidas para establecer los criterios de aceptación o rechazo de materiales pétreos empleados en la construcción de mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa de alto desempeño, tanto en el medio nacional (Protocolo AMAAC - Secretaría de Comunicaciones y Transportes) como internacional (SUPERPAVE).

Adicionalmente, se realizaron pruebas de laboratorio orientadas en calcular la absorción y densidad de los materiales pétreos, así como de la distribución de sus tamaños. Las propiedades anteriores, fueron cruciales para establecer las granulometrías de diseño y, por ende, llevar a cabo el diseño volumétrico de las mezclas recicladas.

- **Desgaste de los ángeles.**

Esta prueba se llevó a cabo para estimar la resistencia del agregado grueso frente a la degradación mecánica que podría experimentar durante su producción, almacenamiento, manejo, construcción y en su vida útil en un concreto asfáltico. Las condiciones anteriores se simularon empleando una combinación de acciones que involucraron someter las muestras a desgaste, abrasión, impacto y molienda dentro de un cilindro hueco de acero giratorio que contenía un número especificado de esferas de acero, tal como muestra la Figura 3- 3.



**Figura 3- 3: Máquina de los ángeles y esferas de acero utilizadas.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

La prueba de desgaste de los ángeles se efectuó con total apego en los procedimientos establecidos en la normal ASTM C121 “*Standard Test Method of Resistance to Degradation of Small Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in The Los Angeles Machines*”.

- **Desgaste Microdeval.**

La ejecución de este ensaye tuvo como propósito evaluar la durabilidad y resistencia al desgaste de los agregados pétreos en condición saturada. La prueba

de desgaste Microdeval es un ensayo útil que permitió detectar que tan susceptible es que las partículas analizadas sufran desgaste durante la elaboración en planta de la mezcla asfáltica, pulimento debido al paso repetido de los vehículos sobre la carpeta asfáltica y desintegración debido al intemperismo del medio ambiente. Las condiciones anteriores fueron simuladas sometiendo la muestra al fenómeno de molienda, generado mediante una carga abrasiva conformada por bolas de acero y, además, bajo la acción del agua. Parte del equipo empleado durante la realización de esta prueba se muestra en la Figura 3- 4.



**Figura 3- 4: Aparato de carga Micro-deval y accesorios complementarios.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

La prueba de desgaste microdeval se ejecutó empleando los procedimientos descritos en la norma ASTM D6928 “*Standard Test Method for Resistance of Coarse Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus*”

- ***Intemperismo acelerado.***

La prueba de intemperismo acelerado se realizó con la intención de obtener un índice del grado de alteración o destrucción que se puede alcanzar en los agregados pétreos durante la vida útil del pavimento debido a la acción de los agentes atmosféricos. El escenario anterior, se pudo recrear en laboratorio a partir de los esfuerzos generados al formarse cristales de sulfato de sodio en los vacíos y fisuras del agregado mineral. El fenómeno anterior, se produjo cuando las sales inmersas en la solución fueron deshidratadas por efecto del secado en horno y estos cristales se alojaron dentro de los huecos permeables del agregado, sin embargo, una vez que las sales fueron rehidratadas en los posteriores ciclos de inmersión, se

generó una fuerza interna destructiva que simuló la expansión del agua al congelarse. Los cristales formados durante el desarrollo de la prueba se aprecian en la Figura 3- 5.



**Figura 3- 5: Cristales formados durante la prueba de intemperismo acelerado.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Esta prueba se efectuó de conformidad con ASTM C88 “*Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate*”. Es importante señalar que el reactivo que se utilizó para preparar la solución de prueba fue sulfato de sodio en una concentración de 750 gr/l.

- **Caras fracturadas.**

Este ensayo se realizó con el propósito de cuantificar de manera subjetiva la angularidad del agregado pétreo grueso. Se estableció como cara fracturada aquella superficie rugosa que presentara bordes puntiagudos y márgenes bien definidos, cuya área fuera mayor o igual al 25% del área máxima proyectada por la partícula analizada. En la Figura 3- 6 se aprecia la angularidad del material empleado en la etapa experimental.



**Figura 3- 6: Angularidad del agregado mineral seleccionado.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

El objetivo principal de contar con agregados triturados que expongan caras fracturas es maximizar la resistencia al esfuerzo cortante a través de la fricción interna generada por la trabazón entre partículas. El ensayo de angularidad se realizó de acuerdo a los lineamientos de la norma ASTM D5821 “*Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*”.

- **Partículas planas y alargadas.**

El ensayo de forma de la partícula se realizó para determinar las características físicas de los agregados minerales en términos de sus proporciones largo/ancho/espesor. Esta comparación de longitudes máximas se efectuó con el propósito de identificar partículas que pudiera ser susceptibles de fracturarse por su plano más débil y ocasionar problemas tales como: cambios significativos en la granulometría del agregado, requerir mayor energía de compactación, poco espacio para alojar el cemento asfáltico en los vacíos del agregado mineral, película de asfalto delgada, etcétera.

El calibrador de longitudes empleado, así como las partículas identificadas en este ensayo se muestran en la Figura 3- 7.



**Figura 3- 7: Equipo utilizado y ejemplo de partículas planas y alargadas.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

La determinación de partículas con forma indeseable se efectuó según el procedimiento de prueba descrito en la norma ASTM D4791 “*Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*”.

- **Adherencia con el asfalto.**

La prueba de adherencia con el asfalto permitió calcular de manera subjetiva la pérdida de la película de asfalto que recubre a los agregados pétreos gruesos a partir de un tratamiento de desprendimiento por fricción en condiciones de saturación total. El propósito de este ensayo estuvo encaminado en determinar si el agregado mineral que se utilizó en la elaboración de las mezclas asfálticas tenía una buena (hidrofóbico) o mala (hidrofílico) afinidad química con el asfalto de proyecto. El equipo empleado en la ejecución de este ensayo se muestra en la Figura 3- 8.



**Figura 3- 8: Desarrollo de la prueba de desprendimiento por fricción.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Este método de prueba se realizó bajo el proceso descrito en la Recomendación AMAAC RA/08 “*Desprendimiento por fricción en la fracción gruesa de materiales pétreos para mezclas asfálticas*”.

- **Equivalente de arena.**

Una manera de cuantificar las proporciones relativas de arcilla o materiales plásticos presentes en el agregado fino utilizado en la parte experimental de este trabajo de tesis fue ejecutando el método de prueba de equivalente de arena. La importancia de realizar esta prueba estuvo ligada al concepto de que la mayoría de los agregados finos son mezclas de partículas deseables como la arena y el polvo inerte de roca sana, pero también, están conformados por polvo arcilloso o materia orgánica, siendo indeseable la presencia de estos últimos. Lo anterior, debido a que tienden a recubrir y adherirse a las partículas de agregado más grandes evitando

una unión apropiada con el cemento asfáltico. La Figura 3- 9 presenta el equipo utilizado durante este ensayo.



**Figura 3- 9: Desarrollo de la prueba de equivalente de arena.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

La descripción completa del método de prueba empleado para determinar el equivalente de arena se detalla en la norma ASTM D2419 “*Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate*”.

- **Angularidad del agregado fino.**

Esta prueba permitió evaluar de manera indirecta la angularidad el agregado fino. La angularidad se estimó a través de la medición del contenido de vacíos sin compactar de una muestra de arena. La angularidad es una descripción del grado de rugosidad, irregularidades de la superficie o bordes puntiagudos de las partículas de agregados fino.

El concepto anterior se basa en la siguiente premisa: las partículas angulares no se compactan tan fácilmente como las partículas redondeadas debido a que sus superficies angulares tienden a trabarse entre sí y resisten la compactación, mientras que las superficies más suaves y redondeadas tienden a deslizarse una sobre la otra permitiendo una compactación más fácil. Por lo tanto, cuanto mayor sea el contenido de vacío no compactado medido, más angular y rugoso será el material. El equipo adecuado para la correcta ejecución de este ensayo se muestra en la Figura 3- 10.



**Figura 3- 10: Desarrollo de la prueba de angularidad en la parte fina.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

La determinación de la angularidad en el agregado fino se llevó a cabo utilizando la norma AASHTO T304 “*Standard Method of Test for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate*”.

- **Azul de metileno.**

Esta prueba permitió estimar de forma indirecta el potencial de expansión (reactividad) de los materiales con tamaño de partícula menor a 0.074 milímetros presentes en la arena utilizada. El ensayo determinó esencialmente la cantidad de azul de metileno requerida para cubrir la superficie total de la fracción de arcilla presente en la muestra de filler analizada. La Figura 3- 11 muestra parte del equipo empleado para ejecutar esta prueba.



**Figura 3- 11: Azul de metileno absorbido.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

El valor de azul de metileno es proporcional al producto del contenido de arcilla por la superficie específica de la arcilla y se calculó empleando la Recomendación AMAAC RA/05 “*Determinación del valor de azul de metileno para que pasa la malla número 200 (75  $\mu\text{m}$ )*”.

- **Gravedad específica y absorción.**

El cálculo de la gravedad específica y absorción del agregado mineral fue realizado con el doble propósito de evaluar, por un lado, la relación del peso de un volumen dado de agregado entre el peso de un volumen igual de agua (densidad) y, por el otro, la cantidad de agua que un agregado puede absorber en su estructura de poros o vacíos permeables al agua.

Este ensayo es similar en naturaleza tanto para agregados finos como gruesos y se determinó conforme lo establecido en la norma ASTM C128 “*Test Method for Relative Density Specific Gravity and Absorption of fine Aggregate*” y ASTM C127 “*Test Method for Relative Density Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate*”), respectivamente. Comúnmente, se emplean diferentes tipos de gravedad específica dependiendo de cómo se aborda el volumen de huecos permeables al agua (poros) dentro del agregado. Para el caso que nos ocupa, la utilización de las normas antes citadas estuvo enfocado en calcular la gravedad específica neta ( $G_{sb}$ ), la gravedad específica saturada superficialmente seca ( $G_{SSS}$ ) y la gravedad específica aparente ( $G_{sa}$ ). Parte del equipo utilizado, así como la secuencia de pasos llevada a cabo para ejecutar las pruebas queda esquematizado en la Figura 3- 12 y Figura 3- 13.



**Figura 3- 12: Desarrollo de la prueba de densidad y absorción en la grava y el sello.**  
Fuente: imagen capturada por el autor.



**Figura 3- 13: Desarrollo de la prueba de densidad y absorción en la arena.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

La importancia de realizar esta prueba radicó en que tanto la densidad como la absorción fueron parámetros necesarios en el diseño volumétrico de todas las mezclas asfálticas fabricadas.

- **Granulometría.**

El análisis granulométrico se llevó a cabo para determinar la distribución de los tamaños de partícula de los materiales que conforman el esqueleto mineral de las mezclas diseñadas. La Figura 3- 14 muestra parte del equipo y materiales utilizados en el desarrollo de la prueba.



**Figura 3- 14: Equipo empleado en el análisis granulométrico.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

En esta investigación se hizo el análisis granulométrico del material grueso (grava y sello) y fino (arena) conforme lo estipulado en las normas ASTM C136 “*Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*” y

AASHTO T11 “*Standard Method of Test for Materials Finer Than 75- $\mu$ m (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing*”, respectivamente.

### 3.1.2 Cemento asfáltico.

El cemento asfáltico utilizado en este trabajo de investigación proviene de la refinería de Salamanca ubicada en el estado de Guanajuato y corresponde a un EKBÉ® clasificado por su grado de desempeño como un PG 64-22. Sin embargo, este asfalto virgen fue modificado con polímero tipo I SBS (estireno-butadieno-estireno), elastómero de respuesta fundamentalmente elástica. Parte del equipo empleado para realizar la modificación se muestra en la Figura 3- 15.



**Figura 3- 15: Proceso de modificación del asfalto.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

La modificación del asfalto base se realizó empleando 2.25% de GP1000® con respecto al peso del asfalto y, además, se adicionó 2.5% de azufre con respecto al peso del polímero. Lo anterior, con la finalidad de obtener un asfalto mejorado con un grado de desempeño PG 76-22, el cual, actualmente en México es muy común en la producción de mezclas asfálticas de alto desempeño utilizadas en los trabajos de reconstrucción/rehabilitación de pavimentos flexibles sometidos a intensidades de tránsito elevadas.

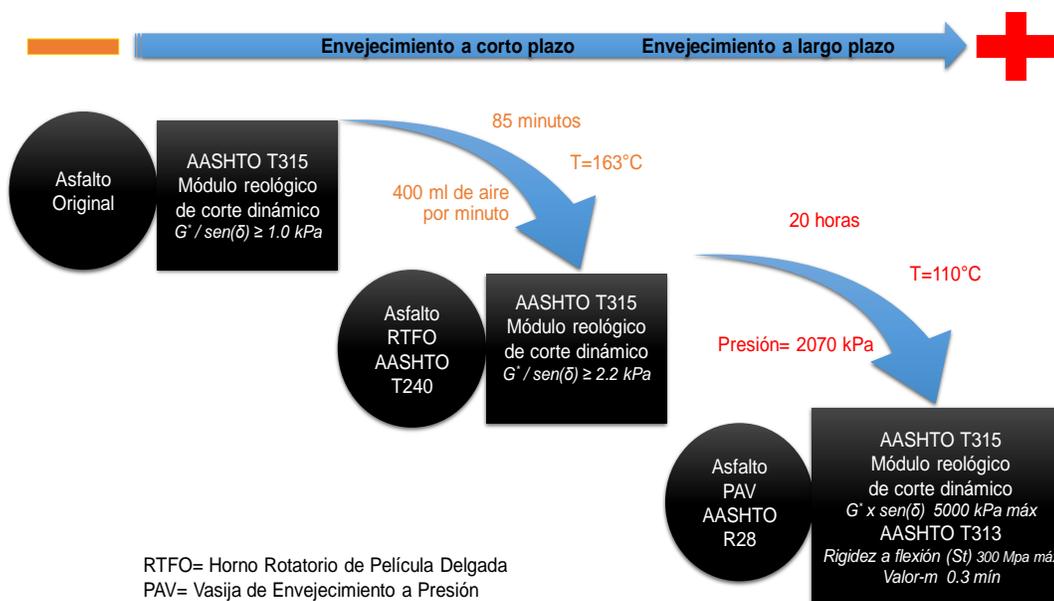
- **Determinación del grado de desempeño (PG asfalto base y de proyecto).**

Los ensayos de reología se efectuaron con el propósito de evaluar las propiedades visco-elásticas en el rango lineal de los cementos asfálticos empleados

en la parte experimental, con miras en que este análisis permitiera establecer su grado de desempeño (PG), es decir, el rango de temperaturas máximas y mínimas dentro de las cuales el asfalto se va a comportar de manera satisfactoria.

Lo anterior, se logró a partir de la medición de la rigidez exhibida por los ligantes tanto a bajas como altas temperaturas. El análisis de las propiedades físicas y reológicas a temperaturas altas e intermedias se llevó a cabo empleando un Reómetro de Corte Dinámico “DSR”, el cual permitió calcular el módulo de corte dinámico ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ), ambas propiedades necesarias para la determinación de los factores de deformación ( $G^*/\text{sen}\delta$ ) y agrietamiento ( $G^* \times \text{sen}\delta$ ).

Por su parte, el Reómetro de Viga en Flexión “BBR” permitió calcular la rigidez a flexión ( $St$ ) y la velocidad de deformación por fluencia (m-valor) a bajas temperaturas. En la Figura 3- 16 se señala la normativa empleada para realizar el análisis reológico y la serie de parámetros calculados, así como las condiciones de envejecimiento a las que fueron sometidos los asfaltos.



**Figura 3- 16: Acciones implementadas para la determinación del grado PG.**

Fuente: elaboración propia.

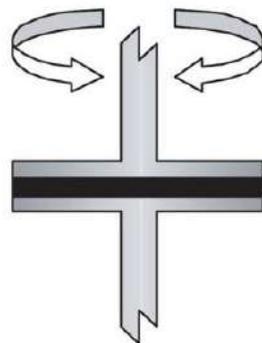
La caracterización del asfalto a temperaturas altas e intermedias se llevó a cabo empleando un Reómetro de Corte Dinámico SmartPave de la marca Anton Paar propiedad de Grupo Malsa como el que se muestra en la Figura 3- 17.



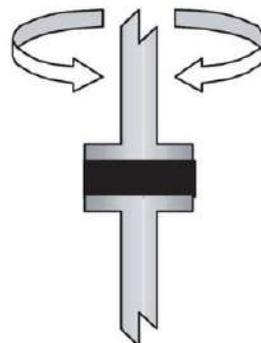
**Figura 3- 17: Reómetro de Corte Dinámico SmartPave Anton Paar.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Básicamente, la prueba consistió en someter las muestras de asfalto a esfuerzos oscilatorios de corte entre dos platos paralelos de acero a una frecuencia de 10 radianes por segundo (1.59 Hz) en modo de deformación controlada (1-12%). Durante la prueba el reómetro mide el módulo de corte dinámico ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ).  $G^*$  es una medida de la resistencia total del asfalto a la deformación cuando se somete repetidamente a esfuerzos de corte. El mismo tiene dos componentes: una elástica (recuperable) y otra viscosa (no recuperable).  $\delta$  es un indicador de las proporciones entre las deformaciones recuperables y no recuperables. En la prueba a alta temperatura se utilizaron las geometrías de 25 milímetros de diámetro y 1 milímetro de espesor. Por otro lado, el análisis a temperatura intermedia se ejecutó empleando geometrías de 8 milímetros de diámetro y 2 milímetros de espesor (ver Figura 3- 18).



Platos paralelos de 25 mm para ensayos en alta temperatura



Platos paralelos de 8 mm para ensayos en temperaturas intermedias

**Figura 3- 18: Geometrías utilizadas para determinar las propiedades reológicas del cemento asfáltico.**

Fuente: modificado de NCHRP-673.

Es importante mencionar que la reología del asfalto a temperaturas intermedias se efectuó posterior a un envejecimiento a corto y largo plazo en el Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO) y en la Vasija de Envejecimiento a Presión (PAV), respectivamente. Los procedimientos de envejecimiento adoptados en esta investigación se describen enseguida.

De acuerdo con la norma comúnmente utilizada para clasificación de asfaltos PG (AASHTO M320 "*Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder*"), se debe efectuar sobre los cementos asfálticos un proceso de envejecimiento a corto y largo plazo que simule la oxidación del asfalto sufrida durante su exposición a altas temperaturas en el transcurso del mezclado, tendido y compactación, así como también la degradación del asfalto luego de prolongados períodos en servicio. Para los fines anteriores, en esta investigación se utilizó un Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO) y una Cámara de Envejecimiento a Presión (PAV) como los presentados en la Figura 3- 19 y Figura 3- 20, respectivamente.

Para llevar a cabo el envejecimiento en RTFO,  $35 \pm 0.5$  gramos de asfalto son colocados y distribuidos en forma de película delgada sobre las paredes de un frasco de vidrio, el cual es colocado dentro del horno en una rejilla (carrusel) circular especialmente diseñada para hacer girar las botellas mientras se aplica una temperatura de  $163^{\circ}\text{C}$  durante 85 minutos. Adicionalmente, en el transcurso de toda la prueba una boquilla inyectora una vez en cada rotación un chorro de aire (400 ml) al interior del frasco.



**Figura 3- 19: Horno Rotatorio de Película Delgada (RTFO).**

Fuente: imagen capturada por el autor.

De manera similar, para el envejecimiento a largo plazo en PAV se requiere de  $50 \pm 0.5$  gramos de asfalto que ya ha sido envejecido en RTFO. En este ensayo pequeñas bandejas de acero con asfalto son colocados de forma vertical en un bastidor metálico que posteriormente se coloca en una cámara de presión, la cual, a su vez, se instala dentro de un horno. El proceso de oxidación del asfalto consiste en aplicar una presión de 2070 (kPa) durante 20 horas a una temperatura entre los 100 y 110°C. Al final de la prueba en el PAV, el cemento asfáltico ha envejecido casi tanto como normalmente ocurriría en un pavimento después de varios años de servicio (5 a 10 años).



**Figura 3- 20: Vasija de Envejecimiento a Presión (PAV).**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Por último, se utilizó un Reómetro de Viga en Flexión (BBR) para simular los esfuerzos que gradualmente se producen en un pavimento al descender la temperatura. Esencialmente, la prueba consiste en someter una viga de asfalto simplemente apoyada bajo una carga constante de 100 gramos durante 240 segundos a una temperatura que se corresponde con la más baja de su posible lugar de aplicación (-36, -30, -24, -18, -12, -6 y 0°C). La deflexión al centro de la viga es monitoreada durante todo el desarrollo de la prueba, de esta forma la rigidez a la fluencia ( $St$ ) y la variación de la rigidez en función del tiempo (valor- $m$ ) pueden ser medidas y calculadas.  $St$  es un indicador de como el asfalto resiste una carga constante, y el valor- $m$ , mide los cambios de rigidez en el asfalto al aplicar las cargas. Los especímenes ensayados en BBR tienen una geometría prismática de 125 milímetros de largo, 6.25 milímetros de ancho y 12.5 milímetros de alto, tal como se aprecia en la Figura 3- 21.



**Figura 3- 21: Geometría de los especímenes de asfalto ensayados en BBR.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Por su parte, la Figura 3- 22 muestra el Reómetro de Viga en Flexión empleado en esta investigación (propiedad de Grupo Surfax).



**Figura 3- 22: Reómetro de Viga en Flexión (BBR).**

Fuente: imagen capturada por el autor.

- ***Viscosidad Rotacional.***

Una vez que se corroboró mediante reología que el proceso de modificación del asfalto virgen (PG 64-22) dio como resultado un asfalto de proyecto PG 76-22, este último, fue sometido a pruebas de viscosidad rotacional. El objetivo de este ensayo fue evaluar la manejabilidad del asfalto a altas temperaturas para determinar si el asfalto de proyecto efectivamente es lo suficientemente fluido para las operaciones de bombeo en refinería, terminales y plantas de mezclado en caliente.

La viscosidad rotacional se determinó midiendo el torque necesario para mantener constante la velocidad rotacional de un vástago cilíndrico sumergido en una muestra de asfalto a una temperatura constante. El cálculo de la viscosidad rotacional también llamada viscosidad Brookfield, se desarrolló con total apego a los procedimientos establecidos en la norma ASTM D4402 “*Standard Test Method*

for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer”. El equipo empleado en la ejecución de este ensaye se muestra en la Figura 3- 23.



**Figura 3- 23: Equipo utilizado para determinar la viscosidad Brookfield.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Adicionalmente, con los datos recabados durante el proceso de esta prueba se generaron las cartas de viscosidad que a la postre serían analizadas para establecer las temperaturas de mezclado y compactación adecuadas para la elaboración y curado de las mezclas asfálticas, respectivamente.

- **Densidad del asfalto.**

La determinación de esta propiedad se llevó a cabo conforme a los lineamientos señalados en la norma ASTM D70 “*Standard Test Method for Density of Semi-Solid Asphalt Binder (Pycnometer Method)*”. El propósito de este ensayo fue definir la densidad relativa, esto es, la relación de masa a volumen de una muestra de asfalto, con respecto de la densidad del agua. En la Figura 3- 24 se aprecian dos muestras de asfalto ensayadas, así como el equipo necesario para realizar esta prueba.



**Figura 3- 24: Equipo utilizado en el cálculo de la densidad del asfalto.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

La importancia de efectuar esta prueba radicó en que la densidad del asfalto fue una propiedad imprescindible para la determinación del contenido de asfalto inicial durante la etapa de diseño de las mezclas asfálticas, así como para el posterior cálculo de las propiedades volumétricas.

### **3.1.3 Pavimento asfáltico recuperado (RAP).**

- ***Origen y obtención de muestras representativas.***

El pavimento asfáltico recuperado (RAP) utilizado en esta investigación proviene de la autopista de cuota MEX80D Zapotlanejo-Lagos de Moreno, ubicada en el estado de Jalisco. Se trata de carpeta asfáltica fresada producto de los trabajos de rehabilitación/reconstrucción ejecutados en diferentes puntos de la vía antes mencionada. Dicho material fue proporcionado por la empresa Red de Carreteras de Occidente (RCO).

En primera instancia, fue necesario mezclar, secar y homogenizar mediante cuarteos sucesivos todo el material reciclado con la finalidad de obtener muestras representativas para emplearse en la ejecución de los ensayos de caracterización.

- ***Contenido de cemento asfáltico.***

La determinación de la cantidad de cemento asfáltico presente en el RAP se llevó a cabo mediante extracción centrífuga de acuerdo con lo estipulado en la norma ASTM D2172 "*Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Bitumen From Bituminous Paving Mixtures*". El solvente empleado en la remoción de la película de asfalto fue tricloroetileno en combinación con un dispositivo comúnmente llamado "*Rotarex*", tal como el que se muestra en la Figura 3- 25.



**Figura 3- 25: Equipo “Rotarex” y muestras después de la remoción de asfalto.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Cabe señalar que este ensaye se ejecutó posterior al calentamiento en horno de las muestras, lo anterior, para activar el ligante presente en el RAP y facilitar el lavado. La extracción del asfalto se realizó con dos fines, el primero de ellos determinar el porcentaje de asfalto respecto al peso de la mezcla reciclada y, en segundo lugar, recuperar el agregado pétreo para posteriores análisis de granulometría.

- **Análisis granulométrico.**

Posterior al lavado de la película de asfalto, se realizó el análisis de la distribución de tamaño de las partículas presentes en el agregado pétreo recuperado. Este ensayo se ejecutó bajo el procedimiento descrito en la norma AASHTO T27 “*Standard Method of Test for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*”. Una muestra de RAP libre de asfalto y clasificado por tamaños se muestra en la Figura 3- 26.



**Figura 3- 26: Agregado reciclado sin asfalto y separado por tamices.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Se tuvo especial cuidado de realizar esta prueba sobre agregado mineral lo más limpio posible de asfalto, ya que, de lo contrario, estaríamos determinando la granulometría de partículas conformadas por distintos tamaños de material aglomerado, lo cual por supuesto, no representa la gradación real del pavimento asfáltico recuperado, principalmente la parte correspondiente a los finos.

- **Gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ).**

Esta propiedad representa la masa del agregado pétreo más asfalto dividido entre el volumen de ambos componentes, sin incluir el volumen de los vacíos de aire. La gravedad específica teórica máxima es muy útil, dado que en mezclas convencionales se emplea como referencia para calcular los vacíos de aire ( $V_a$ ) y otras propiedades volumétricas. Sin embargo, la evaluación de esta propiedad en el RAP estuvo encauzada en calcular de forma indirecta la gravedad específica bruta ( $G_{sb}$ ) y efectiva del agregado ( $G_{se}$ ) recuperado, puesto que los procedimientos habitualmente empleados en los agregados nuevos no son aplicables al agregado reciclado. Lo anterior, debido principalmente a la alteración sufrida en el proceso de extracción del asfalto, en donde la absorción del agregado se ve afectada por el remanente de los solventes empleados y por la pequeña cantidad de asfalto no extraíble, lo cual influye de manera significativa en los resultados de  $G_{sb}$ . La prueba se realizó conforme los lineamientos establecidos en la norma ASTM D2041 “*Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*”. La Figura 3- 27 muestra el equipo utilizado en la ejecución de esta prueba.



**Figura 3- 27: Determinación de la gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ).**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Una vez ejecutado el ensaye de gravedad específica teórica máxima en las muestras de RAP, se determinó la gravedad específica bruta y efectiva del agregado por medio de retro-cálculo empleando las siguientes ecuaciones (Newcomb *et al.*, 2007):

$$G_{se} = \frac{100 - P_b}{\frac{100}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

$$G_{sb} = \frac{G_{se}}{\left[ \frac{P_{ba} G_{se}}{100 G_b} + 1 \right]} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

- G<sub>se</sub>= gravedad específica efectiva del agregado;
- G<sub>mm</sub>= gravedad específica teórica máxima del RAP;
- G<sub>b</sub>= gravedad específica del asfalto del RAP;
- P<sub>b</sub>= contenido de asfalto presente en el RAP;
- G<sub>sb</sub>= gravedad específica bruta del agregado y;
- P<sub>ba</sub>= asfalto absorbido en porcentaje respecto al peso del agregado.

○ ***Extracción, recuperación y análisis reológico del asfalto envejecido.***

Para realizar la recuperación del asfalto contenido en el RAP primero fue necesario el lavado de la película de asfalto mediante extracción con fuerza centrífuga aplicada con un equipo Rotarex y utilizando tricloroetileno como solvente, tal como se indicó en el apartado “*Contenido de cemento asfáltico*”.

El ensaye anterior, se ejecutó en repetidas ocasiones, de modo que se obtuviera una cantidad suficiente de solución ligante-solvente. Posteriormente, la separación del cemento asfáltico envejecido se efectuó a través de un proceso de destilación conocido como método Abson. Lo anterior, en total apego con el procedimiento de prueba plasmado en la norma ASTM D1856 “*Standard Test Method for Recovery of Asphalt From Solution by Abson Method*”. En la Figura 3-28 se presenta el equipo empleado durante el proceso de recuperación.



**Figura 3- 28: Extracción y recuperación del asfalto envejecido presente en el pavimento asfáltico recuperado (RAP).**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Una vez recuperado el asfalto, este último fue analizado con ensayos de reología mediante el Reómetro de Corte Dinámico “DSR” y el Reómetro de Viga en Flexión “BBR”, con miras en determinar sus características visco-elásticas y, establecer así, su grado de desempeño (PG). El comportamiento crítico de falla en alta y baja temperatura del asfalto degradado se ejecutó con base en los procedimientos señalados en la norma ASTM D7175 “*Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer*” y ASTM D6648 “*Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR)*”, respectivamente.

Adicionalmente, se realizaron en el asfalto envejecido pruebas de Creep Repetido Multi-Esfuerzo (MSCR-AASHTO TP70) y Barridos de Amplitud Lineal (LAS-AASHTO TP101). De esta manera fue posible analizar de forma más acertada la respuesta mecánica del asfalto oxidado bajo diferentes sollicitaciones de carga, determinando así, el porcentaje de recuperación elástica (%RE), creep compliance no recuperable ( $J_{nr}$ ) y su ley de fatiga ( $Nf$ ). El desarrollo, interpretación y ejecución de los procedimientos antes señalados se detallan en los apartados 3.2.1 y 3.2.2.

Es importante señalar que todo el análisis reológico y mecánico se ejecutó después de pasar el asfalto recuperado por un proceso de envejecimiento a corto plazo en el Horno Rotatorio de Película Delgada “RTFO”. Las acciones anteriores estuvieron ligadas con la idea de simular el envejecimiento del asfalto presente en

el RAP durante el proceso de fabricación de la mezcla asfáltica y, además, para eliminar cualquier rastro del solvente que pudiera afectar los resultados de los ensayos de reología.

### **3.1.4 Selección de los cementos asfálticos de aporte para las mezclas asfálticas recicladas con aditivo rejuvenecedor.**

Esta etapa de la caracterización de materiales estuvo enfocada en adicionar distintas cantidades de aditivo rejuvenecedor al ligante de proyecto. Lo anterior, con la finalidad de causar un ablandamiento paulatino del asfalto. Esta pérdida gradual de la rigidez medida a través de la alta temperatura de falla en el reómetro de corte dinámico, permitió establecer el porcentaje de aditivo necesario para cada uno de los asfaltos de aporte en función de la tasa de pavimento asfáltico recuperado (RAP) fijada en la mezcla asfáltica reciclada.

Las acciones anteriores pretendieron que la combinación del asfalto de aporte con el ligante envejecido presente en el RAP dieran como resultado un asfalto “final”, cuyo grado de desempeño se asemejara al del asfalto de proyecto (asfalto empleado en la mezcla patrón 0% RAP). Para determinar el grado de desempeño requerido en los asfaltos de aporte se utilizaron las cartas de mezclado regidas por la siguiente ecuación (McDaniel y Anderson, 2001):

$$T_v = \frac{T_{C_{mezcla}} - (\%RAP * T_{C_{RAP}})}{(1 - \%RAP)} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

$T_v$ = temperatura de falla deseada en el asfalto de aporte, esto es, el grado de desempeño (PG) de alta temperatura del asfalto de proyecto más aditivo rejuvenecedor;

$T_{C_{mezcla}}$ = temperatura de falla del asfalto de proyecto;

$\%RAP$ = porcentaje de pavimento asfáltico recuperado que se pretende incorporar a la mezcla asfáltica reciclada y;

$T_{C_{RAP}}$ = temperatura de falla del asfalto envejecido proveniente del RAP, después de RTFO.

Teóricamente, la ecuación anterior es aplicable para calcular de manera análoga la temperatura crítica de falla intermedia y baja, no obstante, en esta investigación se trabajó únicamente con la alta temperatura, dado que, es el criterio que demanda una mayor cantidad de aditivo rejuvenecedor, debido principalmente, a los diferenciales térmicos tan amplios que se presentan en la alta temperatura entre el asfalto de proyecto y el asfalto RAP.

De esta manera, se cubrieron sobradamente las necesidades de rejuvenecedor para las temperaturas intermedias y bajas y, además, permitió maximizar el efecto del aditivo en el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas recicladas, aspecto crucial que también formó parte de los objetivos de este estudio.

- ***Dosificación del aditivo rejuvenecedor.***

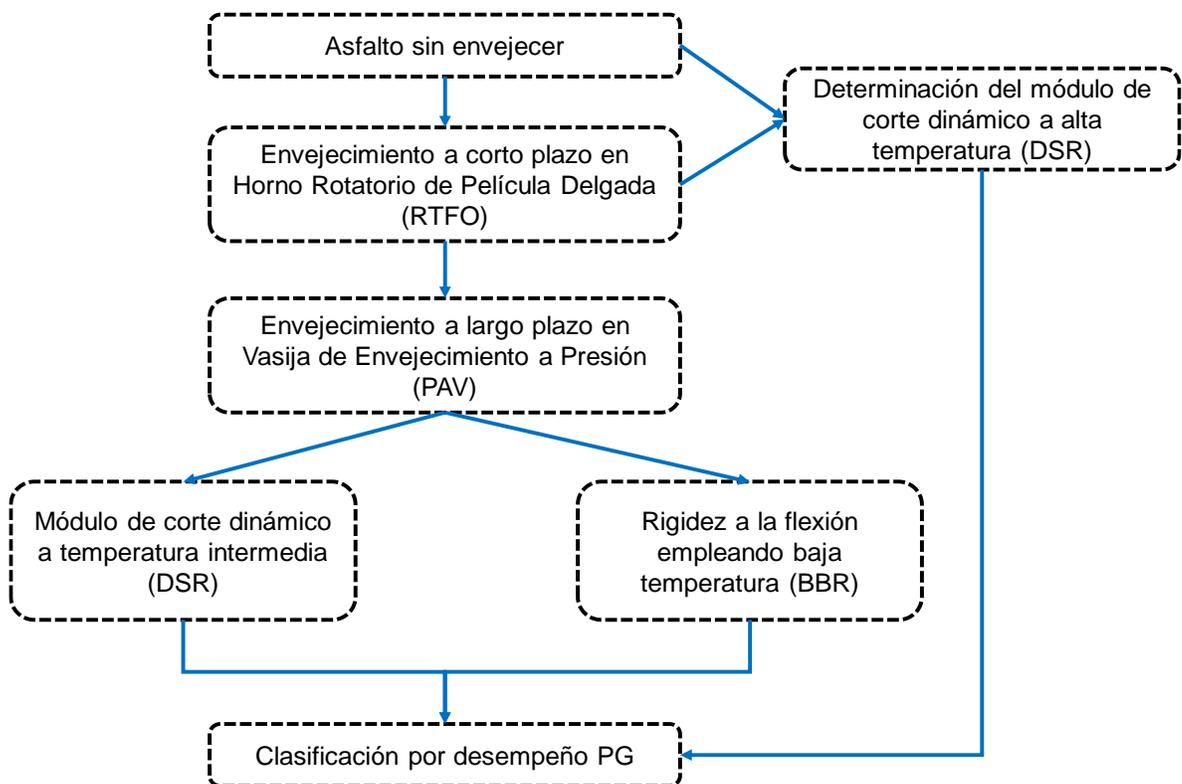
Para rejuvenecer el asfalto y volverlo más flexible se utilizó un aditivo denominado Maro1000®, producto comercializado por grupo Mulsa. El proceso de ablandamiento consistió en tomar pequeñas cantidades de asfalto e incorporar diferentes porcentajes de rejuvenecedor.

La dispersión del aditivo dentro de la estructura del asfalto se realizó mediante agitación vigorosa por medios mecánicos en combinación con la aplicación de temperatura. Posteriormente, para cada uno de los asfaltos “aditivados” se obtuvieron los especímenes de prueba que fueron ensayados en el Reómetro de Corte Dinámico y, de esta manera, se monitoreó la disminución de la rigidez del asfalto de proyecto en términos del módulo complejo de corte ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ).

Finalmente, la construcción de una gráfica de aditivo incorporado versus temperatura crítica de falla, proporcionó información valiosa para calcular con precisión los porcentajes de rejuvenecedor necesarios para asegurar el grado de desempeño requerido en los asfaltos de aporte. Se estableció como temperatura crítica de falla aquella que proporcionara un valor de  $G^*/\text{Sen}\delta \geq 1.0$  kPa en condición original.

- **Determinación del grado de desempeño (PG asfaltos rejuvenecidos).**

De manera análoga a la caracterización del asfalto base (PG 64-22) y de proyecto (PG 76-22), todos los asfaltos de aporte (PG 76-22 “aditivados” con rejuvenecedor) fueron sometidos al análisis reológico en el reómetro de corte dinámico (DSR) y el reómetro de viga a flexión (BBR), con lo anterior, fue posible determinar su resistencia al flujo (rigidez) tanto a altas como bajas temperaturas, estableciendo así, su grado de desempeño (PG). El resumen y secuencia de las pruebas efectuadas sobre los asfaltos rejuvenecidos se ilustra en la Figura 3- 29.



**Figura 3- 29: Ensayos realizados sobre los asfaltos de aporte.**

Fuente: elaboración propia.

### **3.2 Evaluación de las propiedades mecánicas de los cementos asfálticos.**

Para tener un mejor entendimiento del impacto que tuvo tanto el aditivo rejuvenecedor como el asfalto envejecido (proveniente del RAP) en las propiedades ingenieriles de las mezclas asfálticas evaluadas, se realizaron en todos los asfaltos utilizados pruebas de Creep Repetido Multi-Esfuerzo (MSCR) y Barridos de

Amplitud Lineal (LAS). De esta manera, se estudió bajo diferentes solicitaciones de carga (altos niveles de esfuerzos y daño acumulado) el comportamiento mecánico de todos los asfaltos. Es importante señalar que estos ensayos son actualmente utilizados para capturar la respuesta visco-elástica no lineal de cementos asfálticos modificados. Adicionalmente, la información obtenida en ambas pruebas fue tratada de modo que permitiera predecir el comportamiento futuro del asfalto una vez que forme parte de un pavimento flexible.

### **3.2.1 Creep Repetido Multi- Esfuerzo (Multi Stress Creep Recovery).**

El ensayo de Creep Repetido Multi Esuerzo (MSCR por sus siglas en inglés) tiene como propósito evaluar las propiedades mecánicas de los cementos asfálticos a alta temperatura, en particular, la resistencia a la deformación permanente a partir de medir la deformación acumulada en un asfalto cuando es sometido alternadamente a dos niveles diferentes de esfuerzo cortante y periodos de recuperación. El procedimiento de prueba utilizado en esta investigación corresponde a la norma AASHTO TP70 “*Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)*” y se describe brevemente a continuación:

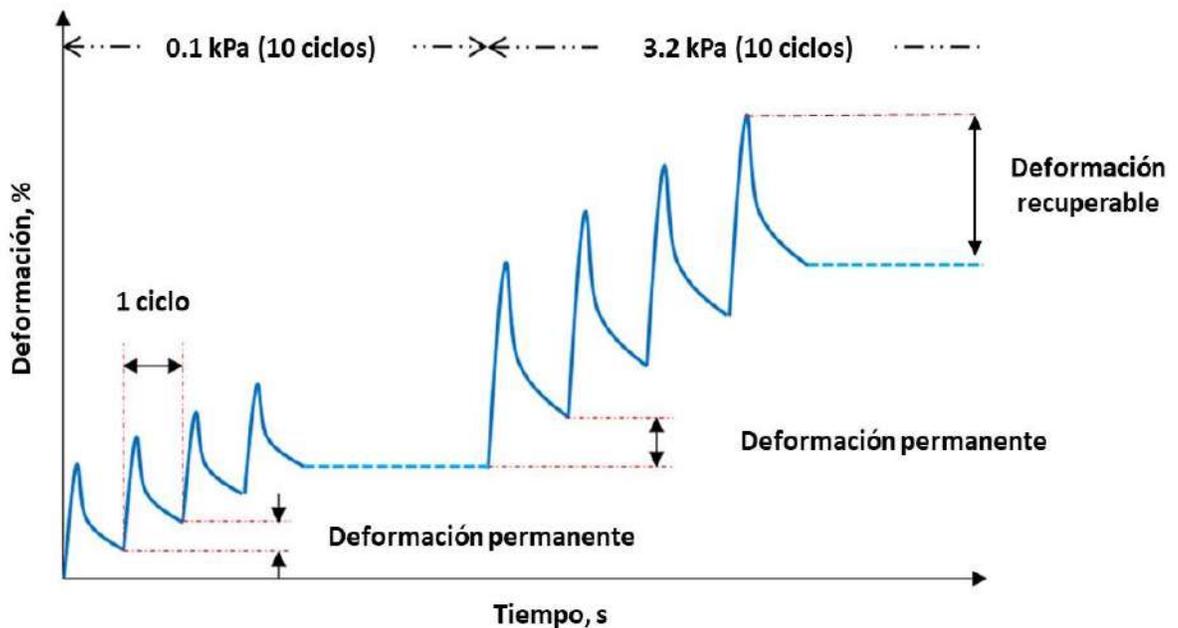
La prueba MSCR se ejecuta sobre muestras de asfalto envejecidas en RTFO con una geometría de 25 milímetros de diámetro y 1 milímetro de espesor. Durante el desarrollo de la prueba, el reómetro de corte dinámico aplica sobre el asfalto una onda de corte haversine con duración de 1 segundo, enseguida se detiene la aplicación del esfuerzo y se deja que la estructura del material se recupere libremente durante un período de reposo con duración de 9 segundos, lo anterior, forma un ciclo de “creep” (carga constante) y “recovery” (recuperación), los cuales se repiten sucesivamente durante diez ciclos a los niveles de esfuerzo de 0.1 kPa y 3.2 kPa.

Las especificaciones para este ensayo se exponen en la Tabla 3- 1. Por su parte, la Figura 3- 30 muestra los resultados típicos obtenidos de una prueba MSCR con dos niveles de esfuerzo aplicados.

**Tabla 3- 1: Parámetros considerados en el ensayo de Creep Repetido Multi-Esfuerzo (MSCR).**

<b>Equipo utilizado:</b>	Reómetro de Corte Dinámico DSR
<b>Origen de la muestra:</b>	Residuo RTFO
<b>Geometría / Espesor</b>	25 mm / 1 mm
<b>Temperatura de ensayo:</b>	PG alta temperatura
<b>Etapa 1</b>	
<b>MSCR esfuerzo bajo:</b>	[Esfuerzo cortante de 0.1 kPa durante 1 segundo de creep + 9 segundos de reposo] x 10 ciclos
<b>Etapa 2</b>	
<b>MSCR esfuerzo alto:</b>	[Esfuerzo cortante de 3.2 kPa durante 1 segundo de creep + 9 segundos de reposo] x 10 ciclos

Fuente: elaboración propia.



**Figura 3- 30: Diagrama típico de ciclos de carga y recuperación.**

Fuente: modificado de Zhang *et al.*, 2015.

Con los datos capturados por el reómetro de corte dinámico durante el ensayo MSCR es posible calcular la respuesta elástica (%RE) y el creep compliance no recuperable (Jnr), ambos parámetros están ligados con la resistencia a la formación de roderas y su importancia radica en que permiten establecer la intensidad de tránsito que es capaz de soportar el asfalto una vez que forme parte de un pavimento flexible.

El creep compliance no recuperable es una medición de la deformación permanente y se define como el porcentaje de deformación unitaria residual (%ε) de un espécimen luego de ser sometido a un ciclo de carga y recuperación dividido por el esfuerzo aplicado. La expresión matemática del “Jnr” está dada por la siguiente ecuación (Zhang *et al.*, 2017):

$$J_{nr} = \frac{\text{Deformación permanente}}{\text{Esfuerzo aplicado}} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Por su parte, la respuesta elástica (%RE) representa el porcentaje de recuperación logrado al final de cada segmento de reposo y depende enteramente de la memoria elástica del asfalto. El cálculo de la recuperación elástica está gobernado por la siguiente ecuación (Zhang *et al.*, 2017):

$$\%RE = \frac{\text{Deformación recuperable}}{\text{Deformación total por corte}} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

En general, asfaltos con valores bajos de Jnr y altos porcentajes de recuperación elástica tienden a exhibir mayor resistencia a la deformación permanente y, además, manifiestan elevada capacidad de recuperación una vez que son deformados.

Los resultados reportados en esta investigación respecto a la prueba MSCR corresponden al promedio de los valores de Jnr y %RE calculados en cada uno de los diez ciclos para cada nivel de esfuerzo aplicado (0.1 kPa y 3.2 kPa).

### **3.2.2 Barrido de Amplitud Lineal (Linear Amplitude Sweep).**

El ensayo LAS es una prueba relativamente nueva de torsión cíclica (sinusoidal) ejecutada en el reómetro de corte dinámico (DSR) que utiliza amplitudes

de carga linealmente crecientes para acelerar el daño, cuyo objetivo es evaluar la habilidad del asfalto para resistir el daño acumulado por fatiga.

En esta investigación, los barridos de amplitud lineal se realizaron en total apego a los procedimientos señalados en la norma AASHTO TP-101 “*Standard Method of Test for Estimating Fatigue Resistance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep*”. Esta prueba se efectuó sobre muestras de residuo PAV, empleando para su ejecución, la geometría de platos paralelos de 8 milímetros de diámetro con 2 milímetros de espesor.

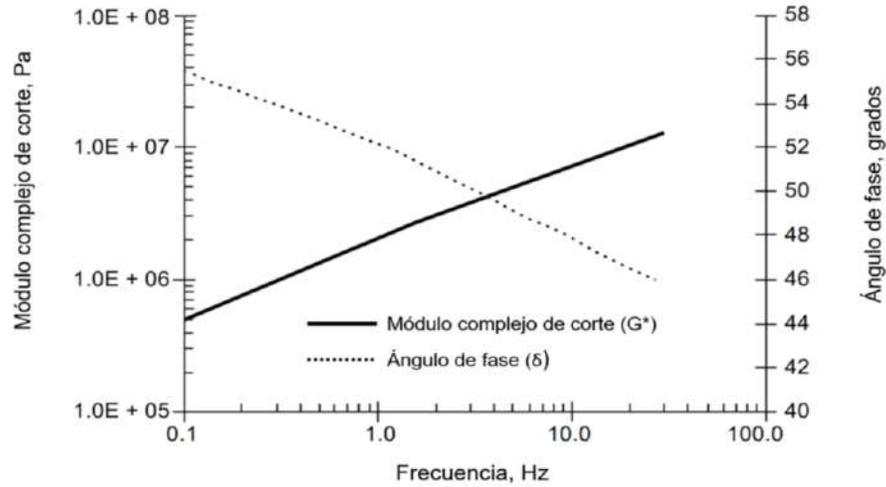
De acuerdo con Van Rooijen *et al.*, (2016) las pruebas de fatiga para ligantes asfálticos deben realizarse a un nivel de rigidez ( $G^*$ ) entre 10 y 50 MPa, medido en el DSR a 10 hertz y 0.1% de deformación (dominio visco-elástico lineal), por lo tanto, las temperaturas de ensayo para cada asfalto se fijaron con base en el criterio anterior. La Tabla 3- 2 muestra las generalidades del ensayo adoptado.

**Tabla 3- 2: Parámetros considerados en la ejecución de la prueba de Barrido de Amplitud Lineal (LAS).**

<b>Equipo utilizado:</b>	Reómetro de Corte Dinámico DSR
<b>Origen de la muestra:</b>	Residuo PAV
<b>Temperatura de ensayo:</b>	$10 \leq G^* \leq 50$ MPa @10Hz-0.1%Def.
<b>Geometría / Espesor</b>	8 mm / 2 mm
<b>Etapas</b>	
<b>Etapas 1</b>	
<b>Barrido de frecuencias:</b>	Deformación constante 0.1% Frecuencias desde 0.2 hasta 30 Hz
<b>Etapas 2</b>	
<b>Barrido de amplitud lineal:</b>	Frecuencia constante 10 Hz Deformación desde 0 hasta 30%

Fuente: elaboración propia.

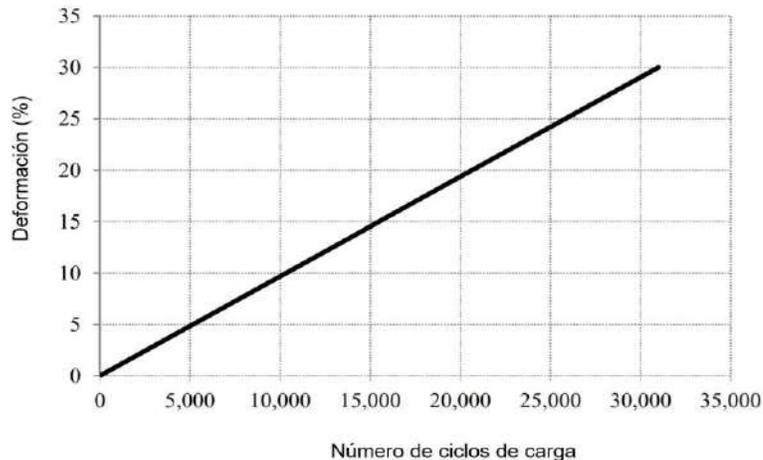
La prueba consiste de dos fases sobre la misma muestra. En primera instancia, para obtener información de las propiedades reológicas del asfalto antes de dañarlo se realiza un barrido de frecuencias a un nivel de deformación constante de 0.1%. Esta etapa incluye la aplicación de carga mediante esfuerzos de corte oscilatorio sobre las frecuencias de 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 20 y 30 Hz. El módulo de corte dinámico ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ) se registran en cada frecuencia (ver Figura 3- 31).



**Figura 3- 31: Ejemplo barrido de frecuencia - deformación controlada.**

Fuente: modificado de AASHTO TP101-14.

En la segunda etapa, inmediatamente después del barrido de frecuencias no destructivo, se realiza un barrido de amplitud lineal para determinar las características de daño en el cemento asfáltico. Esta segunda prueba se ejecuta a la temperatura seleccionada a una frecuencia constante de 10 Hz. La sollicitación de carga consiste en intervalos de 10 segundos de amplitud de deformación constante (ver Figura 3- 32). Cada intervalo está conformado por 100 ciclos de carga y la amplitud de deformación en el primer intervalo es de 0.1%. Las amplitudes de deformación aumentan 1% en cada intervalo consecutivo hasta que la amplitud de la deformación alcanza el 30%.



**Figura 3- 32: Ejemplo barrido de amplitud lineal - incremento de sollicitación.**

Fuente: modificado de AASHTO TP101-14.

Por último, los resultados de ambas pruebas se analizan utilizando la teoría del daño continuo visco-elástico simplificado (S-VECD), empleando como criterio de falla en la prueba LAS el nivel de daño correspondiente al esfuerzo cortante pico experimentado durante la prueba. El desempeño del asfalto frente a la fatiga se calcula utilizando el siguiente modelo potencial (Bahia *et al.*, 2013):

$$N_f = A(\gamma_{max})^{-B} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde:

$N_f$ = número de ciclos a la falla;  
 $\gamma_{m\acute{a}x}$ = deformación máxima por tensión esperada en el asfalto bajo carga vehicular, la cual está en función de la estructura del pavimento y;  
 $A$ ,  $B$ =coeficientes del modelo VECD que dependen de las características del material. Los detalles sobre las formulaciones de los coeficientes  $A$  y  $B$  se pueden encontrar en Hintz *et al.*, 2011.

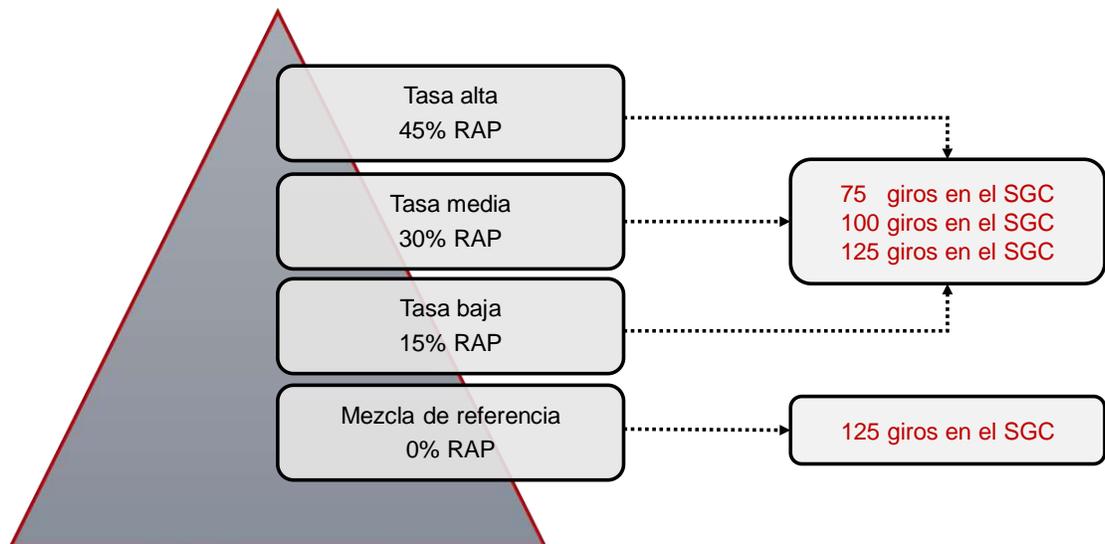
El coeficiente  $A$  representa la capacidad del asfalto para mantener su integridad durante los ciclos de carga y bajo los efectos del daño acumulado. Por su parte, el coeficiente  $B$  describe la sensibilidad del asfalto a los cambios en el nivel de deformación aplicado. Altos valores del coeficiente  $B$  indican que la vida a fatiga disminuye a un ritmo mayor cuando se incrementa la amplitud del nivel de deformación. En general, los asfaltos más resistentes a la fatiga tienden a poseer valores  $A$  más altos y valores  $B$  absolutos más bajos (Sabouri *et al.*, 2018).

Para comparar la resistencia a la fatiga entre los diferentes asfaltos utilizados y su influencia en el desempeño mecánico de las mezclas que formaron parte, se optó por calcular mediante las leyes de fatiga el número de ciclos a la falla cuando se produce una deformación máxima en los asfaltos de 2.5 y 5%. Los criterios anteriores corresponden al nivel de deformación que podría esperarse en los cementos asfálticos que formen parte de fuertes estructuras de pavimento con espesores de carpeta asfáltica mayores a 4 pulgadas [2.5%  $\gamma_{m\acute{a}x} \approx 500 \mu s (\epsilon t)$ ] y débiles estructuras de pavimento con paquetes asfálticos menores a 4 pulgadas de espesor [5.0%  $\gamma_{m\acute{a}x} \approx 1000 \mu s (\epsilon t)$ ]. Puesto que, estudios previos indican que la

deformación causada en el asfalto corresponde aproximadamente a cincuenta veces la deformación unitaria por tensión generada en la fibra inferior de la mezcla asfáltica (Kose *et al.*, 2000).

### 3.3 Diseño volumétrico de las mezclas asfálticas analizadas.

Esta parte de la campaña de experimentos estuvo enfocada en determinar la cantidad de cemento asfáltico necesario para lograr un volumen de vacíos de aire del orden de  $4\pm 0.1$  por ciento en la estructura de las mezclas asfálticas compactadas. Lo anterior, a partir de la aplicación de tres energías de densificación diferentes en el Compactador Giratorio Superpave (SGC) para cada una de las tasas de pavimento asfáltico recuperado (RAP) implementadas en esta investigación. Por su parte, para la mezcla de referencia (0%RAP) se determinó el contenido óptimo de asfalto empleando únicamente una sola energía de compactación. La Figura 3- 33 muestra la combinación del número de giros considerados con respecto a los diferentes porcentajes de RAP añadidos.



**Figura 3- 33: Combinación %RAP versus número de giros de diseño.**

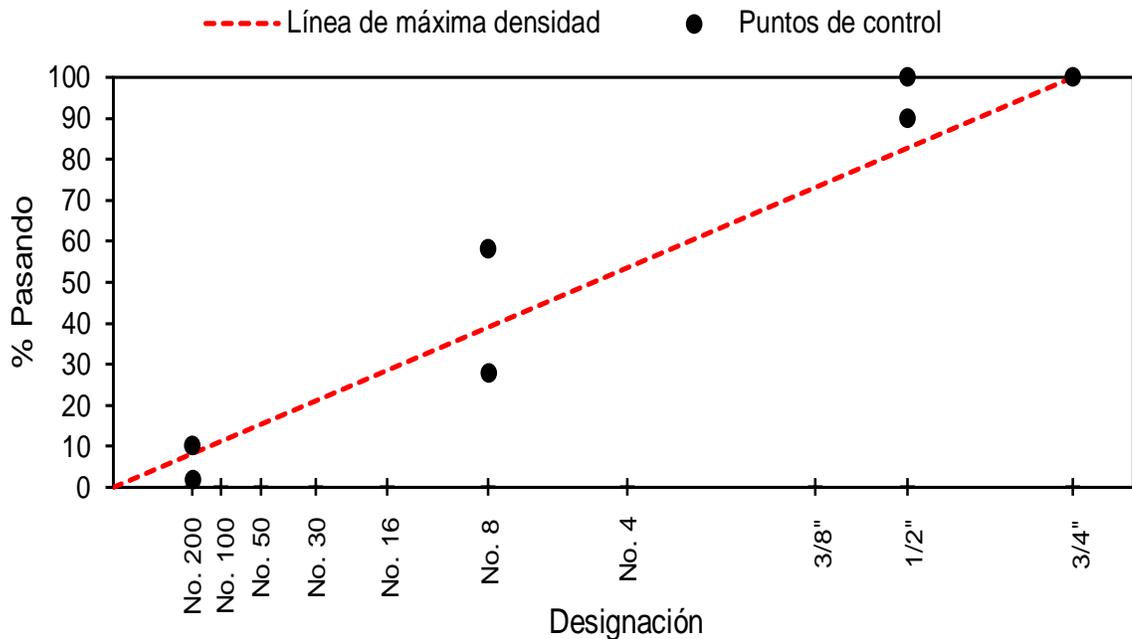
Fuente: elaboración propia.

Resultando así, en un total de diez diseños realizados. A continuación, se detalla la secuencia metodológica y el equipo de laboratorio empleado durante el diseño volumétrico.

### 3.3.1 Selección de la estructura mineral.

Para que las granulometrías de todos los materiales analizados resultaran utilizables dentro de algún uso normado, fue necesario mezclarlas en las proporciones adecuadas. Por lo tanto, el primer paso del diseño volumétrico consistió en realizar una combinación de grava, sello, arena y RAP con diferentes porcentajes de aportación, con la finalidad de obtener una curva granulométrica que cumpliera con las especificaciones de diseño estipuladas en AASHTO M323 “*Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design*” y que, además, permitiera incorporar las diferentes tasas (0, 15, 30 y 45%) de pavimento asfáltico recuperado utilizadas en esta investigación.

El esqueleto mineral se definió mediante cálculos analíticos y métodos gráficos a fin de proyectar una estructura de agregados que se localizara dentro de los puntos de control para un tamaño nominal de 12.5 milímetros. A manera de ejemplo, la Figura 3- 34 ilustra los límites granulométricos establecidos para una mezcla con el tamaño de partícula antes mencionado.



**Figura 3- 34: Requisitos granulométricos para una mezcla asfáltica T.N 1/2” con base en AASHTO M323.**

Fuente: elaboración propia.

Es importante señalar que la escala de la malla está elevada a la potencia 0.45 (Fuller) y los puntos de control corresponden a los indicados en la Tabla 3- 3.

**Tabla 3- 3: Puntos de control fijados para un esqueleto mineral con T.N ½”.**

Designación	Abertura (mm)	Potencia 0.45	Puntos de control (% pasa)	
			Mín.	Máx.
3/4"	19.000	3.762	100	100
1/2"	12.500	3.116	90	100
3/8"	9.500	2.754		90
No.4	4.750	2.016		-
No.8	2.360	1.472	28	58
No.16	1.180	1.077		-
No.30	0.600	0.795		-
No.50	0.300	0.582		-
No.100	0.150	0.426		-
No.200	0.075	0.312	2	10

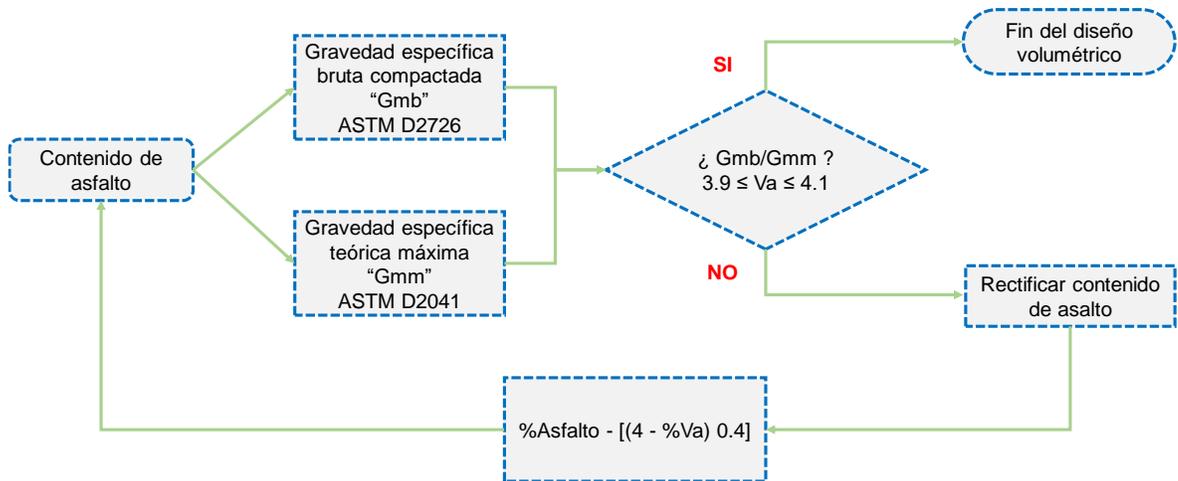
Fuente: elaboración propia.

### 3.3.2 Determinación del contenido de asfalto para 4±0.1 por ciento de vacíos de aire.

El diseño volumétrico de la mezcla asfáltica de referencia (0%RAP) se llevó a cabo de conformidad con lo estipulado en AASHTO R35 “*Standard Specification for Superpave Volumetric Design for Hot Mix Asphalt (HMA)*” para una intensidad de tránsito mayor o igual a 30 millones de ejes equivalentes.

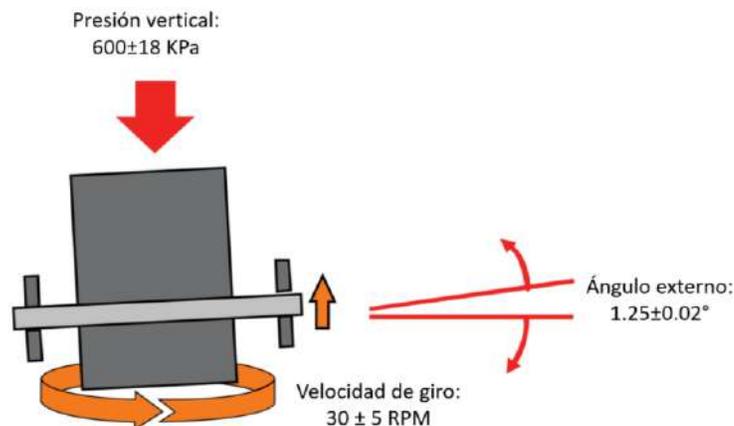
Por el contrario, la falta de un procedimiento general para la elaboración de mezclas asfálticas con RAP otorgó la libertad de llevar a cabo la incorporación del material reciclado bajo consideraciones propias.

En la Figura 3- 35 se plasman las acciones ejecutadas sobre las mezclas asfálticas recicladas en busca de obtener el contenido de asfalto que proporcionará los vacíos de aire de proyecto.



**Figura 3- 35: Diagrama de flujo para la determinación del contenido de asfalto.**  
Fuente: elaboración propia.

De modo que el experimento pueda ser replicado o reproducido por la comunidad científica, a continuación, se describe la serie de pasos adoptada durante el proceso de mezclado y compactación de los especímenes utilizados en el cálculo de la gravedad específica bruta  $G_{mb}$  (especímen compactado) y teórica máxima  $G_{mm}$  (mezcla suelta). En primera instancia, fue necesario verificar que el equipo compactador giratorio suministrara la densificación en apego total a lo establecido en la norma AASHTO T312 “*Standard Method of Test for Preparing and Determining the Density of Asphalt Mixture Specimens by Means of the Superpave Gyrotory Compactor*”, es decir, en cumplimiento con los parámetros mostrados en la Figura 3- 36.



**Figura 3- 36: Esquema general de funcionamiento SGC.**  
Fuente: modificado de Jiménez, 2012.

Una vez definidos los elementos constituyentes de las mezclas asfálticas recicladas (cantidad de RAP, peso del material pétreo a utilizar, contenido y tipo de asfalto), se procedió a realizar el mezclado. Sin embargo, primero fue necesario calentar durante dos horas en el horno los materiales nuevos (ligante y agregado mineral) uniformemente a la temperatura de mezclado del asfalto de proyecto (173-177 °C). Inmediatamente después, cuando los materiales alcanzaron las temperaturas deseadas, el agregado caliente fue colocado en la vasija de mezclado y el ligante se dosificó de acuerdo al contenido fijado. De esta forma, el RAP fue el último material incorporado y, además, a temperatura ambiente. Lo anterior, con el propósito de evitar someter el material reciclado al efecto de la temperatura - aire del horno y envejecer (rigidizar) aún más la carpeta reciclada.

Adicionalmente, para evitar que existiera un descenso en la temperatura del cemento asfáltico y los agregados al entrar en contacto con la vasija, esta última, fue sometida a un acondicionamiento térmico. El mezclado se llevó a cabo por medios mecánicos durante 180 segundos y se efectuó de tal manera que el asfalto cubriera uniformemente todas las partículas de agregado y RAP. Finalmente, la mezcla asfáltica fue vertida en una charola y colocada en el horno a temperatura de compactación (163-167 °C) para su curado. Es importante señalar que el tiempo de curado se estableció de dos horas, tal como lo señala la normativa aplicable a la fabricación de mezcla asfáltica con agregados minerales cuya absorción combinada es menor a dos por ciento (AASHTO R30 "*Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt*"). En la Figura 3- 37 se observa parte del equipo empleado durante la elaboración de las mezclas asfálticas.



**Figura 3- 37: Equipo utilizado en la elaboración y curado de las mezclas asfálticas.**  
Fuente: imagen capturada por el autor.

Por otra parte, el procedimiento de compactación se realizó de forma equivalente a los lineamientos establecidos en la norma AASHTO T312 “*Standard Method of Test for Preparing and Determining the Density of Asphalt Mixture Specimens by Means of the Superpave Gyrotory Compactor*”, variando únicamente durante la fabricación de las probetas el esfuerzo de densificación (número de giros). El equipo utilizado para efectuar la compactación giratoria, así como un espécimen recién desmoldado se muestra en la Figura 3- 38.



**Figura 3- 38: Equipo utilizado durante el proceso de compactación giratoria.**

Fuente: imagen capturada por el autor.

El proceso anterior, se tornó iterativo para todos los casos (0, 15, 30 y 45% RAP) y para todos los niveles de compactación aplicados (75, 100 y 125 giros), dosificando distintas cantidades de ligante hasta alcanzar el objetivo de  $4\pm 0.1\%$  de vacíos de aire en la mezcla asfáltica compactada. Cabe mencionar que la incorporación del RAP a temperatura ambiente pretendió simular las condiciones de producción de una mezcla asfáltica reciclada en caliente utilizando una planta de continua de doble barril y mezclado posterior o bien, empleando una planta de producción discontinua de tipo gravimétrico, comúnmente denominadas “bachas”.

Bajo la secuencia descrita se fabricaron todos los especímenes de prueba que fueron sometidos a los procedimientos de ensayo señalados en las normas ASTM D2041 “*Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*” y ASTM D2726 “*Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Asphalt Mixtures*” para el cálculo la gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ) y la gravedad

específica bruta ( $G_{mb}$ ), respectivamente. Los experimentos anteriores, fueron quizás, los ensayos de laboratorio más importantes para definir las características volumétricas de la mezcla asfáltica, dado que, el cálculo del volumen de vacíos de aire está en función de la relación entre el  $G_{mb}$  y el  $G_{mm}$ . Una parte del equipo utilizado para determinar ambas propiedades se muestra en la Figura 3- 39 y Figura 3- 40.



**Figura 3- 39: Equipo utilizado en el ensayo gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta ( $G_{mm}$ ).**

Fuente: imagen capturada por el autor.



**Figura 3- 40: Equipo utilizado en el ensayo gravedad específica bruta de especímenes compactados ( $G_{mb}$ ).**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Por definición, la gravedad específica bruta de la mezcla compactada ( $G_{mb}$ ) corresponde al peso por unidad de volumen de la mezcla compacta, incluidos los vacíos internos de aire. En otro sentido, la gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ) es la masa del agregado más asfalto, dividido por el volumen de ambos componentes, sin incluir el volumen de los vacíos de aire.

### 3.3.3 Cálculo de las propiedades volumétricas.

Un factor que vale la pena estudiar antes de realizar el análisis del comportamiento mecánico es el estudio de las proporciones volumétricas del asfalto, el agregado mineral virgen y los componentes presentes en el RAP; o más simplemente, parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica. Por tal motivo, el cálculo de las propiedades volumétricas de las diez mezclas asfálticas diseñadas se efectuó haciendo uso de las ecuaciones 3.7-3.20, las cuales tienen su origen en las siguientes definiciones:

- **Gravedad específica bruta ( $G_{sb}$ ):** Se refiere a la masa por unidad de volumen de las partículas de agregado mineral, donde el volumen incluye tanto los huecos permeables como impermeables. Esta propiedad se determina a partir de la relación entre la masa de una muestra secada al horno y el volumen de agua desplazado por la masa de la misma muestra, pero en condición saturada y superficialmente seca (Austroads, 2014).

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{G_{sb1} + G_{sb2} + \dots + G_{sbn}}} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Donde:

$G_{sb}$ = gravedad específica bruta total del agregado pétreo combinado;  
 $P_1, P_2 \dots P_n$ = porcentajes individuales de aportación por masa del agregado y;  
 $G_{sb1}, G_{sb2} \dots G_{sbn}$ = gravedad específica bruta individual de cada fracción de agregado.

- **Gravedad específica efectiva ( $G_{se}$ ):** El volumen efectivo incluye el volumen de los sólidos del agregado mineral más el volumen de los poros de la superficie llenos con agua, pero no con asfalto. Se calcula usando la masa seca y volumen efectivo del agregado. La gravedad específica efectiva del agregado no se mide directamente, a diferencia de las gravedades específicas bruta y aparente esta propiedad se calcula conociendo la gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica y el contenido de asfalto (Austroads, 2014).

$$G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm}}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}} \quad * \text{ Para la mezcla virgen (0\%RAP)} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Donde:

$G_{se}$ = gravedad específica efectiva total del agregado pétreo combinado;  
 $G_{mm}$ = gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica suelta;  
 $P_{mm}$ = porcentaje de masa del total de la mezcla suelta igual a 100;  
 $G_b$ = densidad del asfalto y;  
 $P_b$ = contenido de asfalto en porcentaje respecto al peso total de la mezcla asfáltica.

$$G_{se} = \frac{P_1 + P_2 + \dots P_n}{\frac{P_1 + P_2 + \dots P_n}{G_{se1} + G_{se2} + \dots G_{sen}}} \quad ** \text{ Para las mezclas recicladas} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

Donde:

$G_{se}$ = gravedad específica efectiva total del agregado pétreo combinado;  
 $P_1, P_2 \dots P_n$ = porcentajes individuales de aportación por masa del agregado pétreo y;  
 $G_{se1}, G_{se2} \dots G_{sen}$ = gravedad específica efectiva individual de cada fracción de agregado.

- **Vacíos en el agregado mineral (VAM):** Es el volumen de aire intergranular que corresponde a los espacios disponibles entre las partículas de agregado de una mezcla asfáltica compactada. El VAM incluye el volumen de los vacíos de aire más el volumen de asfalto no absorbido por el agregado. Dicho de otra manera, el VAM representa en un espécimen compactado la porción del espacio disponible que no es ocupado por el agregado. Usualmente, los vacíos en el agregado mineral se expresan como porcentaje del volumen total de la mezcla (Austroads, 2014).

$$VAM = 100 - \left( \frac{G_{mb} \times P_s}{G_{sb}} \right) \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Donde:

VAM= vacíos en el agregado mineral;  
 $G_{mb}$ = gravedad específica bruta compactada;  
 $G_{sb}$ = gravedad específica bruta total del agregado pétreo combinado y;  
 $P_s$ = contenido de agregado pétreo, respecto al peso total de la mezcla.

- **Vacíos de aire (V<sub>a</sub>):** Representa el volumen total de las pequeñas bolsas de aire atrapadas entre las partículas de agregado cubiertas con asfalto. Los vacíos de aire siempre se expresan como un porcentaje del volumen total de la mezcla (Austroads, 2014).

$$V_a = 100 \left( \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \right) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Donde:

V<sub>a</sub>= vacíos de aire;  
 G<sub>mm</sub>= gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica y ;  
 G<sub>mb</sub>= gravedad específica bruta compactada.

- **Vacíos llenados con asfalto (VFA):** Representa el porcentaje de los vacíos en el agregado mineral ocupados por la película de cemento asfáltico efectiva (Austroads, 2014).

$$VFA = 100 \left( \frac{VAM - V_a}{VAM} \right) \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde:

VFA= vacíos llenados con asfalto;  
 V<sub>a</sub>= vacíos de aire y;  
 VAM= vacíos en el agregado mineral.

- **Porcentaje de asfalto absorbido (P<sub>ba</sub>):** Esta propiedad representa la porción en masa del cemento asfáltico alojado en los huecos permeables de la estructura interna del agregado mineral, es decir, la concentración de asfalto absorbido por el agregado (Austroads, 2014).

$$P_{ba} = 100 \left[ \left( \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} \times G_{sb}} \right) \times G_b \right] \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Donde:

P<sub>ba</sub>= porcentaje de asfalto absorbido;  
 G<sub>se</sub>= gravedad específica efectiva total del agregado pétreo combinado;  
 G<sub>sb</sub>= gravedad específica bruta total del agregado pétreo combinado y;  
 G<sub>b</sub>= densidad del asfalto.

- **Contenido de asfalto efectivo ( $P_{be}$ ):** Esta propiedad está ligada al espesor de la película de asfalto que recubre a las partículas de agregado mineral. Es el contenido total de asfalto presente en la mezcla asfáltica menos la cantidad de ligante que se pierde debido a la absorción (Austroads, 2014).

$$P_{be} = P_b - \left[ \left( \frac{P_{ba}}{100} \right) \times P_s \right] \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Donde:

$P_{be}$ = contenido de asfalto efectivo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla;

$P_{ba}$ = porcentaje de asfalto absorbido;

$P_b$ = porcentaje de asfalto total respecto al peso de la mezcla y;

$P_s$ = contenido de agregado pétreo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla.

- **Proporción de polvo ( $D_p$ ):** Es un parámetro que mide la composición filler-asfalto del “mastic” presente en el concreto asfáltico (Austroads, 2014).

$$D_p = \frac{P_{0.075}}{P_{be}} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Donde:

$P_{0.075}$ = porcentaje que pasa la malla número 200 y;

$P_{be}$ = contenido de asfalto efectivo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla.

Para complementar la información que pudiera aportar la determinación de las propiedades antes mencionadas se realizó, además, la estimación del espesor promedio de la película de asfalto que recubre a las partículas de agregado (AFT por sus siglas en inglés).

Si bien, el cálculo de esta propiedad ha sido objeto de diversos estudios desde finales de 1990, su relevancia ha llamado recientemente la atención de los ingenieros de diseño como un factor crucial a tomar en cuenta durante la etapa del diseño volumétrico, dado que el espesor promedio de la película de asfalto ha mostrado una mejor correlación con el desempeño en campo de la mezcla asfáltica

en comparación, por ejemplo, con los vacíos en el agregado mineral (Elseifi *et al.*, 2008).

El espesor aparente de la película de asfalto se puede estimar de forma indirecta con la ecuación 3.16, la cual, a su vez, es alimentada por los parámetros determinados con las ecuaciones 3.17-3.20.

- **Espesor aparente de la película de asfalto (AFT):** Teóricamente, esta propiedad es una estimación del valor promedio de la película de asfalto que recubre a las partículas de agregado en la mezcla compactada (NCHRP, 2011).

$$AFT = \frac{1000 \times VBE}{S_s \times P_s \times G_{mb}} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Donde:

AFT= espesor aparente de la película de asfalto en  $\mu\text{m}$ ;

VBE= volumen de asfalto efectivo en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla;

$S_s$ = superficie específica del agregado;

$G_{mb}$ = gravedad específica bruta compactada y;

$P_s$ = contenido de agregado pétreo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla.

- **Volumen de asfalto efectivo, calculado en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla (VBE):**

$$VBE = VB - VBA \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Donde:

VBE= volumen de asfalto efectivo en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla;

VB= volumen de asfalto total en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla y;

VBA= volumen de asfalto absorbido en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla.

- **Volumen de asfalto total, calculado en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla (VB):**

$$VB = \frac{P_b \times G_{mb}}{G_b} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Donde:

VB= volumen de asfalto total en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla;  
P<sub>b</sub>= porcentaje de asfalto total respecto al peso de la mezcla  
G<sub>mb</sub>= gravedad específica bruta compactada y;  
G<sub>b</sub>= densidad del asfalto.

- **Volumen de asfalto absorbido, calculado en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla (VBA):**

$$VBA = G_{mb} \left[ \left( \frac{P_b}{G_b} \right) + \left( \frac{P_s}{G_{sb}} \right) - \left( \frac{100}{G_{mm}} \right) \right] \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Donde:

VBA= volumen de asfalto absorbido en porcentaje respecto al volumen total de la mezcla;  
G<sub>mb</sub>= gravedad específica bruta compactada;  
P<sub>b</sub>= porcentaje de asfalto total respecto al peso de la mezcla;  
G<sub>b</sub>= densidad del asfalto;  
G<sub>sb</sub>= gravedad específica bruta total del agregado pétreo combinado;  
G<sub>mm</sub>= gravedad específica teórica máxima de la mezcla asfáltica y;  
P<sub>s</sub>= contenido de agregado pétreo, expresado como porcentaje respecto al peso total de la mezcla.

- **Superficie específica del agregado mineral (S<sub>s</sub>):** Representa una aproximación del área de la superficie específica generada por la combinación del agregado mineral contenido en la mezcla asfáltica.

$$S_s \cong \frac{P_{0.30} + P_{0.15} + P_{0.075}}{5} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Donde:

S<sub>s</sub>= superficie específica del agregado en m<sup>2</sup>/kg;  
P<sub>0.30</sub>= porcentaje de material que pasa la malla de 0.30 milímetros;  
P<sub>0.15</sub>= porcentaje de material que pasa la malla de 0.15 milímetros y;  
P<sub>0.075</sub>= porcentaje de material que pasa la malla de 0.075 milímetros.

### 3.3.4 Curvas de densificación.

Las curvas de densificación describen la facilidad para tender y compactar en campo una mezcla asfáltica. Estas curvas representan el porcentaje de la

gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ) o bien, la reducción en el contenido de vacíos de aire ( $V_a$ ) alcanzado por el espécimen después de cada giro durante la compactación en laboratorio y están asociadas con la trabajabilidad de la mezcla asfáltica. Para elaborar las gráficas antes mencionadas se adoptó el procedimiento propuesto por el Instituto Norteamericano del Asfalto (1996) y fue necesario contar con los siguientes datos:

1. Gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ) medida en laboratorio con ASTM D2041.
2. Gravedad específica bruta compactada ( $G_{mb}$ ) medida en laboratorio con ASTM D2726.
3. Peso del espécimen.
4. Altura del espécimen en cada giro (registro base de datos del SGC).
5. Gravedad específica bruta estimada de la mezcla asfáltica compactada.

El cálculo de la gravedad específica bruta estimada de la mezcla asfáltica compactada se realiza empleando la ecuación 3.21:

$$G_{mb-est} = \frac{P_m}{V_{mx}} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Donde:

$G_{mb-est}$  = gravedad específica bruta estimada de la mezcla asfáltica compactada;

$P_m$  = peso del espécimen en gramos y;

$V_{mx}$  = volumen del espécimen en el molde y se calcula con la ecuación 3.22.

$$V_{mx} = \frac{\pi D^2 H_x}{4} \times 0.001 \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Donde:

$V_{mx}$  = volumen del espécimen en el molde y se calcula con la ecuación.

$D$  = diámetro del molde utilizado (100 milímetros) y;

$H_x$  = altura del espécimen en cada giro en milímetros.

El cálculo anterior, supone que el espécimen es un cilindro de bordes lisos, lo cual, por supuesto, dista de ser cierto pues el volumen real del espécimen en

compactación es ligeramente menor que el volumen de un cilindro de bordes lisos, dado que la superficie y paredes son irregulares. Por la razón anterior, la  $G_{mb}$  estimada difiere de la  $G_{mb}$  medida en laboratorio. Para corregir esta diferencia, la  $G_{mb}$  estimada a cualquier número de giros es multiplicada por un factor de corrección ( $F_c$ ), el cual no es más que la relación entre la gravedad específica bruta medida en laboratorio y la gravedad específica bruta estimada calculada con las ecuaciones anteriores. Las ecuaciones 3.23 y 3.24 ejemplifican de mejor manera los cálculos antes descritos.

$$F_c = \frac{G_{mb}}{G_{mb-est}} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Donde:

$F_c$ = factor de corrección;

$G_{mb}$ = gravedad específica bruta compactada medida en laboratorio con ASTM D2726 y;

$G_{mb-est}$  = gravedad específica bruta estimada de la mezcla asfáltica compactada (ecuación 3.21).

$$G_{mb-c} = F_c \times G_{mb-est} \quad \text{Ecuación 3.24}$$

Donde:

$G_{mb-c}$  = gravedad específica bruta corregida;

$F_c$ = factor de corrección y;

$G_{mb-est}$  = gravedad específica bruta estimada de la mezcla asfáltica compactada (ecuación 3.21).

Por último, el porcentaje de  $G_{mm}$  es calculado como la relación entre  $G_{mb-c}$  y  $G_{mm}$  medida en laboratorio, multiplicado por 100 o bien, en función del volumen de vacíos de aire alcanzado en cada giro ( $100-\%G_{mm}$ ). Así pues, haciendo uso de las ecuaciones 3.21-3.24, se construyeron las curvas de densificación de cada una de las diez mezclas asfálticas diseñadas. Lo anterior, en función del  $\%G_{mm}$  versus número de giros.

El análisis de las curvas de densificación se llevó a cabo mediante el cálculo de la pendiente de compactación “*k*” estipulada en Anderson *et al.*, (2002). Este parámetro está asociado con la resistencia al esfuerzo cortante (rigidez) que podría desarrollar una mezcla asfáltica una vez compactada.

A continuación, se describen los cálculos empleados para obtener la pendiente de compactación (***k***) tomando como punto de partida las curvas de compactación construidas.

- **Pendiente de compactación (*k*):** Este parámetro se calcula a partir de trazar en un gráfico en escala semi-logarítmica los pares de datos; %*G<sub>mm</sub>* alcanzado versus número de giros aplicado. Posteriormente, la pendiente de compactación se determina empleando la ecuación 3.25:

$$k = \frac{\%G_{mm}@N_{dis} - \%G_{mm}@N_{ini}}{\log(N_{dis}) - \log(N_{ini})} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

Donde:

%*G<sub>mm</sub>*@*N<sub>dis</sub>*= porcentaje de la gravedad específica teórica máxima alcanzada en el giro de diseño;

%*G<sub>mm</sub>*@*N<sub>ini</sub>*= porcentaje de la gravedad específica teórica máxima alcanzada en el giro inicial;

*N<sub>dis</sub>*= número de giros de diseño y;

*N<sub>ini</sub>*= número de giros iniciales.

### 3.4 Pruebas de simulación y comportamiento mecánico.

Esta fase de la campaña de experimentos estuvo enfocada en determinar los parámetros de resistencia de las mezclas asfálticas diseñadas con y sin aditivo rejuvenecedor. De tal manera que, la susceptibilidad a la deformación permanente se evaluó empleando la rueda cargada de Hamburgo. Por su parte, el potencial de agrietamiento se determinó utilizando el índice de flexibilidad calculado mediante pruebas de energía de fractura utilizando el ensayo de viga semi-circular (I-FIT).

Enseguida, se describen las consideraciones efectuadas durante el proceso de fabricación de los especímenes de prueba, así como los procedimientos de ensayo adoptados bajo los cuales se evaluó el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas diseñadas.

#### **3.4.1 Elaboración de especímenes de prueba.**

El proceso de mezclado, curado y compactación se realizó en igualdad de condiciones conforme a lo plasmado en el apartado 3.3.2 (*“Determinación del contenido de asfalto para  $4\pm 0.1$  por ciento de vacíos de aire”*) tanto para la mezcla virgen o patrón (0%RAP) como para las mezclas recicladas con y sin aditivo rejuvenecedor. A diferencia de los especímenes utilizados durante el diseño volumétrico, para las pruebas de desempeño se utilizó una geometría de probeta con diámetro de  $150\pm 2$  milímetros y una altura de  $50\pm 2$  milímetros.

Durante esta etapa, se ajustó la masa de la mezcla asfáltica suelta de tal forma que se logrará alcanzar un total de  $7\pm 1$  % de vacíos de aire en los especímenes ya compactados. Con lo anterior, se fabricaron especímenes para; la mezcla de referencia, nueve mezclas recicladas sin aditivo y nueve mezclas recicladas con aditivo, resultando así un total de diecinueve distintas mezclas analizadas.

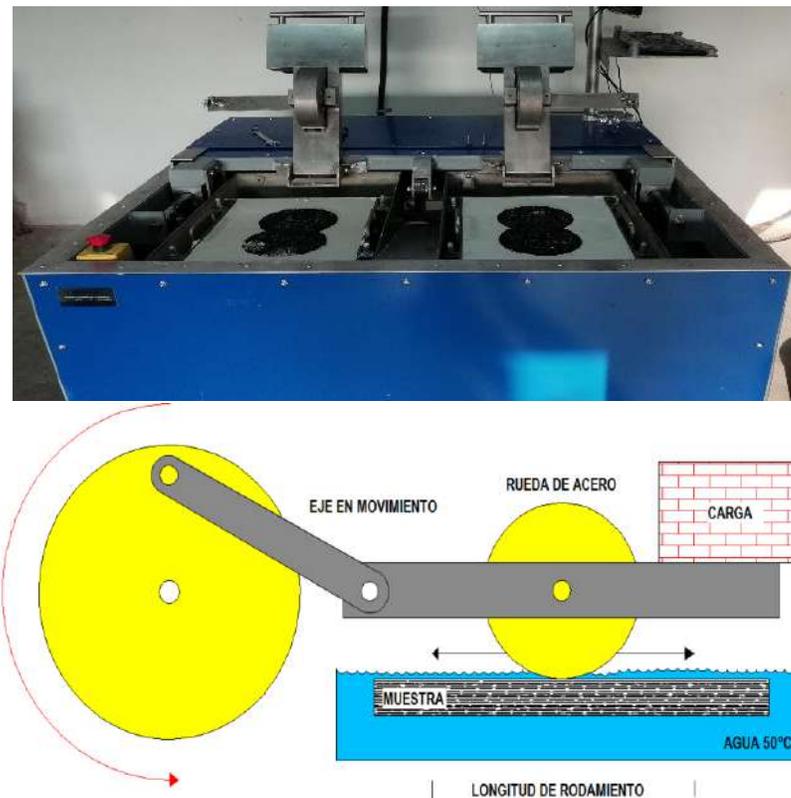
Es importante señalar que las temperaturas de compactación ( $163-167^{\circ}\text{C}$ ) y mezclado ( $173-177^{\circ}\text{C}$ ) utilizadas fueron las mismas para todas las probetas, independientemente de su composición.

#### **3.4.2 Susceptibilidad a la deformación permanente y al daño por humedad.**

La ejecución de esta prueba destructiva tuvo como objetivo analizar la resistencia de las mezclas asfálticas ante el efecto combinado de miles de repeticiones de carga, presencia de humedad y alta temperatura. El ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente y al daño por humedad se realizó de conformidad con lo establecido en AASHTO T324 *“Standard Method of Test for Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA)”*.

Con este método de ensayo se midió la profundidad de la deformación plástica y el número de repeticiones de carga necesario para alcanzar la falla del espécimen analizado, para ello, se utilizó la rueda cargada de Hamburgo. Dentro de las características operativas del equipo en cuestión, tenemos que; consiste en dos ruedas de acero de 47 milímetros de ancho y 203.2 milímetros de diámetro cada una. Las ruedas se apoyan y circulan directamente sobre los especímenes de prueba concentrado una carga de 71 kilogramos en cada rueda.

La prueba se configuró de tal manera que la rueda realizara 50 pasadas por minuto hasta que se cumplieran 20 mil ciclos o bien, hasta que se presentara una rodera igual a 20 milímetros. Bajo este escenario, se simuló el paso repetido de los vehículos pesados con miras en predecir la deformación permanente esperada en la mezcla asfáltica una vez que forme parte de un pavimento en servicio. La Figura 3- 41 muestra el analizador HWT marca Tc.Technologies propiedad de Grupo Malsa, así como un esquema general del funcionamiento del equipo.



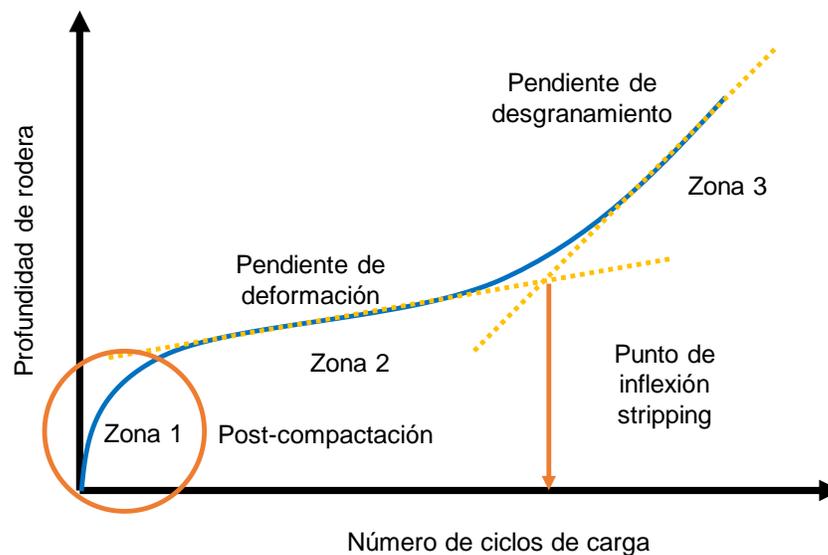
**Figura 3- 41: Dispositivo rueda cargada de Hamburgo.**

Fuente: elaboración propia.

Adicionalmente, esta prueba empírica permitió analizar los efectos potencialmente nocivos del daño por humedad, los cuales fueron evaluados mediante la inmersión de los especímenes en un baño de agua a 50 grados centígrados durante la aplicación de carga. De esta manera, se identificaron las mezclas asfálticas susceptibles al desgranamiento o “stripping”.

El estudio y análisis de los resultados derivados de realizar esta prueba se efectuó a partir de la obtención de dos parámetros; por un lado, la curva de deformación y, por el otro, el índice de resistencia a la deformación desarrollado por Wen *et al.*, (2016).

Las gráficas de deformación se generan a partir de la recopilación de datos durante el desarrollo de la prueba, en donde el equipo realiza con precisión una medición de la profundidad de rodera en cada ciclo de carga. Posteriormente, estos datos son graficados en un plano en escala natural. La Figura 3- 42 ilustra una curva de deformación típica, en donde se observa las tres fases que puede experimentar el comportamiento de una mezcla asfáltica.



**Figura 3- 42: Curva de deformación típica obtenida en pruebas de rueda cargada.**  
Fuente: elaboración propia.

La primera zona corresponde a una fase de post-compactación o consolidación inicial muy rápida que se presenta en los especímenes durante los

primeros mil ciclos de carga debido al reacomodo de sus partículas, a continuación, le sigue una etapa secundaria que describe la velocidad de deformación permanente (flujo viscoso) que experimenta la muestra durante cada ciclo de carga y, finalmente, la etapa terciaria que define el proceso de desgranamiento de la muestra. Por otro lado, el punto de inflexión stripping advierte el momento en el cual se genera el daño por humedad. Generalmente, de estos gráficos es posible calcular los siguientes parámetros de evaluación:

- Deformación máxima
- Pendiente de deformación
- Punto de desgranamiento
- Pendiente de desgranamiento.

Normalmente, la prueba en rueda cargada de Hamburgo se detiene cuando se alcanza cierto umbral de deformación o al final de 20 mil pasadas, lo que ocurra primero. Esto dificulta la comparación de la resistencia a la deformación permanente empleando únicamente el número de ciclos soportados o solamente la profundidad de la deformación al final de la prueba. Para abordar este problema, se utilizó el índice de resistencia a la deformación (RRI por sus siglas en inglés), el cual considera tanto la profundidad de rodera como el número de ciclos a la falla. La ecuación para calcular el RRI se muestra a continuación (Wen *et al.*, 2016):

$$RRI = N \times (0.5 - RD)$$

**Ecuación 3.28**

Donde:

RRI= índice de resistencia al ahuellamiento;  
N=número de ciclos al final de la prueba y;  
RD= profundidad de rodera al final de la prueba en pulgadas, asumiendo que la deformación máxima permitida es menor a media pulgada.

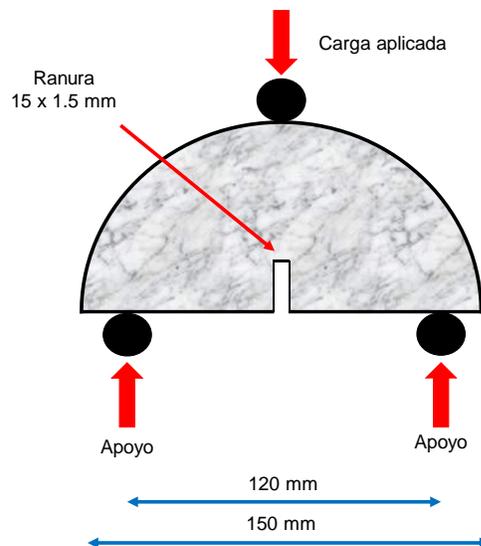
De acuerdo con Zhang *et al.*, (2017) y Wen *et al.*, (2016) el índice de resistencia a las roderas se correlaciona bien con la profundidad de las deformaciones esperadas en campo. Al mismo tiempo, este índice considera el

efecto causado por la humedad (desgranamiento). En general, altos valores de RRI indican menor susceptibilidad a la deformación permanente.

### 3.4.3 Determinación del potencial de agrietamiento.

Para evaluar la tenacidad y resistencia a la fisuración a temperatura intermedia (25°C) de las mezclas asfálticas, se utilizó el nuevo método de prueba AASHTO TP124 “*Standard Method of Test for Determining the Fracture Potential of Asphalt Mixtures Using the Flexibility Index Test (FIT)*”. La ejecución de este ensayo tuvo como finalidad analizar el comportamiento mecánico relacionado con la fatiga mediante el cálculo de la energía disipada durante el proceso de fractura.

Esta prueba se efectuó sobre especímenes semi-circulares con una ranura vertical (15x1.5 mm) en la parte inferior central sometidos a flexión en tres puntos para crear fractura en modo I. Principalmente, este ensayo consistió en someter especímenes de prueba semi-circulares a una sollicitación de carga aplicada monotónicamente a lo largo del diámetro vertical de la probeta con una velocidad de ruptura o desplazamiento de 50 milímetros por minuto hasta llegar a la falla. La geometría de las probetas y condiciones de apoyo utilizadas se señalan en la Figura 3- 43 y Tabla 3- 4, respectivamente.



**Figura 3- 43: Condiciones de apoyo implementadas en el ensayo de energía de fractura I-FIT.**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 3- 4: Consideraciones generales del ensayo de energía de fractura I-FIT.**

<b>Parámetros de la prueba AASHTO TP124</b>		
Espesor del espécimen	$50 \pm 1$	mm
Diámetro del espécimen	$150 \pm 1$	mm
Longitud de la ranura	$15 \pm 1$	mm
Abertura de la ranura	$1.5 \pm 0.1$	mm
Velocidad de carga	50	mm/min
Temperatura de ensayo	25	°C

Fuente: elaboración propia.

El ensayo de energía de fractura se ejecutó a una temperatura preestablecida de 25 grados centígrados y a desplazamiento controlado. Empleando para los fines anteriores, una prensa servo-neumática de la marca Matest con una capacidad de carga de 44 KN y sensores LVDT (linear variable differential transductor) en su sistema de adquisición de datos.

La Figura 3- 44 muestra la configuración y el montaje de la probeta en el marco de carga, así como los accesorios necesarios para el correcto desarrollo de la prueba.



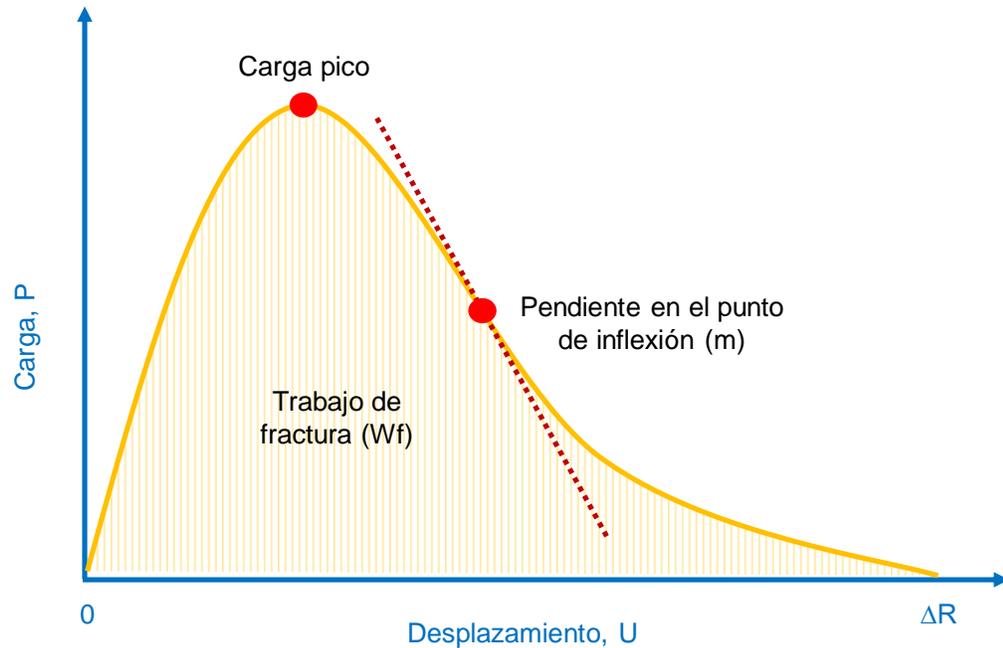
**Figura 3- 44: Prensa, marco de carga y accesorios utilizados en las pruebas de energía de fractura.**

Fuente: elaboración propia.

Durante cada ensayo, las cargas aplicadas y el desplazamiento generado en el espécimen son continuamente registrados. Con la información anterior, se logró

establecer la curva carga-desplazamiento, la cual, a su vez, permitió analizar parámetros tales como; carga máxima, pendiente en el punto de inflexión, trabajo de fractura y energía de fractura.

Una representación típica de los resultados obtenidos a partir del ensayo de viga semi-circular simplemente apoyada se muestra en la Figura 3- 45.



**Figura 3- 45: Curva carga-desplazamiento formada durante el proceso de fisuración.**  
Fuente: elaboración propia.

Así pues, la energía de fractura se puede calcular empleando la siguiente ecuación (Valdés, 2011):

$$G_f = \frac{W_f}{B \times L} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Donde:

$G_f$ = es la energía de fractura ( $J/m^2$ );

$B$ = es el espesor del espécimen (mm);

$L$ = altura del área de fractura (mm) y;

$W_f$ = es el trabajo realizado durante el proceso de fisuración, área bajo la curva carga-desplazamiento calculada mediante la resolución de la siguiente integral (Valdés, 2011):

$$W_f = \int_0^{\Delta R} P \cdot du$$

**Ecuación 3.30**

Donde:

$W_f$ = es el trabajo disipado en el proceso de fisuración (KN-mm);

$P$ = es la carga aplicada (KN);

$u$ = es el desplazamiento (mm )y;

$\Delta R$ = es el desplazamiento en milímetros cuando la carga aplicada en la región post-pico es cercana a cero.

De acuerdo con Bažant (1998) la energía de fractura se puede explicar cómo la cantidad de trabajo o energía necesaria para causar una rotura catastrófica en el plano de discontinuidad de un material o bien, el avance de la grieta en la longitud total del elemento analizado. No obstante, la utilización de la energía de fractura como único criterio de evaluación podría no ser suficiente para discernir el potencial de agrietamiento de las diferentes mezclas asfálticas analizadas, dado que diferentes concretos asfálticos pueden tener numéricamente la misma resistencia, pero con una carga máxima y pendientes en el descenso de la curva post-pico inversas, resultando así, en energías de fractura muy similares, pero con capacidades para soportar la fatiga totalmente opuestas (Haslett, 2018).

Por lo tanto, una forma de abordar este problema es normalizando la energía de fractura mediante un parámetro que considere la forma de la curva carga-desplazamiento en la porción post-pico. Tomando en cuenta lo anterior, un nuevo criterio bien correlacionado con otras pruebas de agrietamiento y desempeño en campo fue adoptado en esta investigación, el índice de flexibilidad (FI por sus siglas en inglés) desarrollado por Ozer *et al.*, (2016).

El índice de flexibilidad se correlaciona bien con la velocidad de propagación de grietas y el tamaño de la zona del proceso de fractura, lo que resulta en un mejor indicador de la fragilidad de los materiales. Una de las ventajas de normalizar la energía de fractura mediante este parámetro es que permite distinguir de forma más acertada la resistencia a la fractura entre mezclas asfálticas elaboradas con distintos porcentajes de RAP (Al-Qadi *et al.*, 2017; Ling *et al.*, 2017).

El índice de flexibilidad se calculó empleando la ecuación 3.31 alimentada por los parámetros derivados de la curva carga-desplazamiento mostrados en la Figura 3.43.

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

**Ecuación 3.31**

Donde:

FI= índice de flexibilidad;

m=es la pendiente de la tangente formada en el punto de inflexión de la curva carga-desplazamiento en la región post-pico (KN/mm);

G<sub>f</sub>= es la energía de fractura (J/m<sup>2</sup>) y;

A= es un factor de conversión y escalamiento fijado en 0.01.

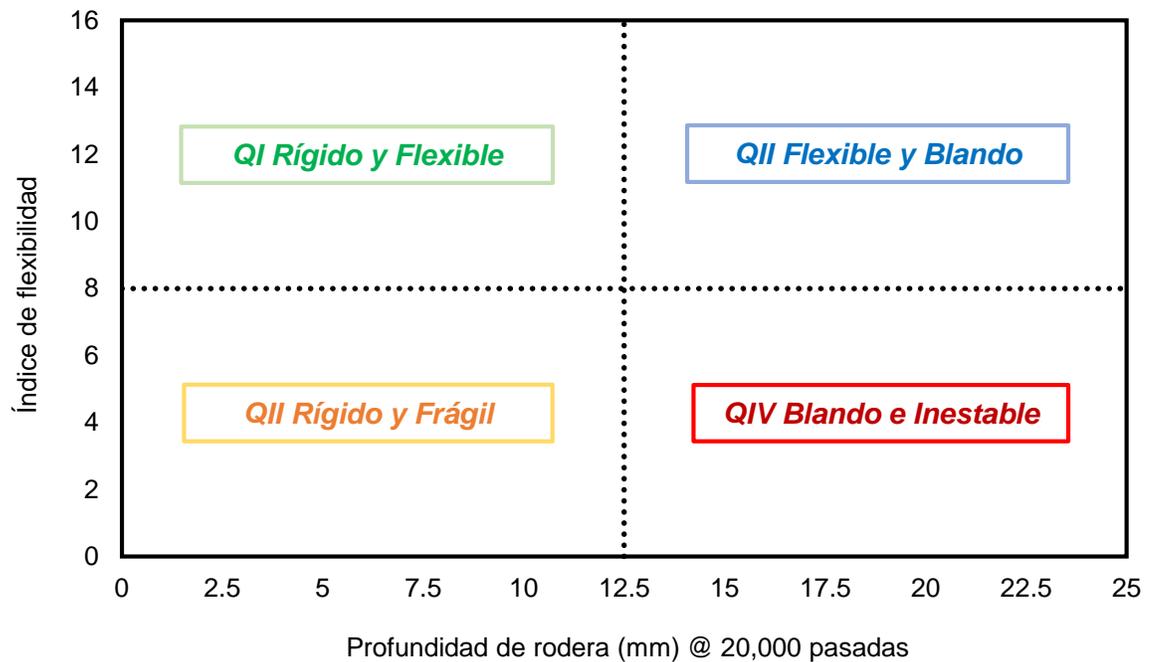
En general, altos valores de índice de flexibilidad indican una mayor resistencia del concreto asfáltico ante la fractura y, por ende, a la formación de grietas. Por otro lado, incrementos en el valor absoluto de la pendiente están relacionados con una velocidad de propagación de grieta más rápida.

### **3.5 Diseño Balanceado (BMD).**

En esta investigación, la necesidad de establecer la energía de compactación adecuada para cada uno de los porcentajes de RAP añadidos a la mezcla asfáltica se resolvió empleando el concepto de diseño balanceado propuesto por la Universidad de Illinois (Al-Qadi *et al.*, 2015), el cual fungió como una herramienta de ayuda en la detección de mezclas asfálticas con alto o bajo desempeño. El enfoque abordado consistió en analizar el diagrama de interacción del desempeño entre el índice de flexibilidad (FI) y la profundidad de rodera (PR) determinados en los ensayos de energía de fractura y susceptibilidad a la deformación permanente, respectivamente.

De esta manera, al combinar los resultados de las pruebas anteriores, se logró obtener una dispersión de puntos en una gráfica dividida en cuatro cuadrantes, en

donde cada cuadrante está delimitado por ciertos umbrales de deformación y de flexibilidad, tal como se aprecia en la Figura 3- 46.



**Figura 3- 46: Diagrama de interacción del desempeño entre el índice de flexibilidad (FI) y la profundidad de rodera (PR).**

Fuente: elaboración propia con información de Al-Qadi *et al.*, 2017.

Los umbrales de aceptación para la máxima rodera y mínima flexibilidad se fijaron en 12.5 milímetros y 8.0 (adimensional), respectivamente. Estos valores corresponden a los límites considerados en el método original y están basados en investigaciones previas llevadas a cabo por el ICT (Illinois Center for Transportation) perteneciente a la Universidad de Illinois (Al-Qadi *et al.*, 2017).

Las características de las mezclas asfálticas que pertenecen a un determinado cuadrante pueden explicarse de la siguiente manera:

- **QI (Rígido y Flexible):** Mezclas asfálticas con bajo potencial de agrietamiento y alta resistencia frente a las deformaciones plásticas. Alto desempeño con posible aplicación en pavimentos flexibles con tránsito pesado.

- **QII (Flexible y Blando):** Mezclas asfálticas con suficiente capacidad para soportar el agrietamiento, pero potencialmente susceptibles a la formación de roderas. Desempeño aceptable con posible aplicación en carreteras sujetas a volúmenes de tránsito intermedio o bien, como capas no superficiales (rodadura).
- **QIII (Rígido y Frágil):** Mezclas asfálticas sumamente resistentes a la deformación permanente, pero al mismo tiempo, bastante frágiles con alta propensión al agrietamiento. Bajo desempeño con posible aplicación en carreteras de bajo tránsito.
- **QIV (Blando e Inestable):** Mezclas asfálticas extremadamente deformables y vulnerables al agrietamiento con insuficiente capacidad para soportar las repeticiones de carga a cualquier temperatura. Desempeño indeseable (rechazo).

Con la aplicación del diseño balanceado propuesto por la Universidad de Illinois (I-BMD) se logró categorizar de forma cualitativa el desempeño mecánico de cada una de las mezclas asfálticas analizadas.

## 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados que se muestran a continuación corresponden al valor promedio obtenido después de realizar los ensayos de laboratorio por duplicado/triplicado.

### 4.1 Características de los materiales.

#### 4.1.1 Agregado mineral virgen.

Los agregados empleados en esta investigación fueron tres diferentes fracciones obtenidas del proceso de trituración de roca basáltica sana. Los materiales fueron colectados de la misma fuente y corresponden a grava  $\frac{3}{4}$ ", sello 3-A y arena triturada de cono. Las características físicas, químicas y resistentes del agregado mineral utilizado se resumen en la Tabla 4- 1.

**Tabla 4- 1: Características del agregado pétreo.**

Propiedad / Característica	Método de ensayo	Material		
		Grava $\frac{3}{4}$ "	Sello 3A	Arena
Desgaste de Los Ángeles, %	ASTM C131	10.9	13.4	-
Desgaste Microdeval, %	ASTM D6928	9.5	6.9	-
Intemperismo acelerado, %	ASTM C88	7.2	2.3	-
Caras fracturadas (2 o más caras), %	ASTM D5821	100	100	-
Partículas planas y alargadas (5:1), %	ASTM D4791	6.2	5.5	-
Adherencia con el asfalto, %	Recomendación AMAAC RA/08	94.0	91.0	-
Equivalente de arena, %	ASTM D2419	-	-	73.0
Angularidad, %	AASHTO T304	-	-	41.8
Azul de metileno, ml/g	Recomendación AMAAC RA/05	-	-	14.0
Densidad, Gsb	ASTM C127	2.72	2.70	2.68
Absorción, %	ASTM C128	1.47	1.55	1.58

Fuente: elaboración propia.

Los resultados obtenidos en esta serie de ensayos fueron comparados contra las especificaciones más rigurosas actualmente aplicables en la evaluación de la calidad de materiales pétreos para la construcción de mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa. La Tabla 4- 2 muestra el desempeño del agregado frente

a los requisitos mínimos en el marco de referencia tanto nacional como internacional.

**Tabla 4- 2: Cumplimiento de los requisitos de calidad (agregado mineral).**

<b>Propiedad / Característica</b>	<b>Método de ensayo</b>	<b>Protocolo AMAAC<sup>1</sup></b>	<b>SCT<sup>2</sup></b>	<b>SUPERPAVE<sup>3</sup></b>
Desgaste de Los Ángeles, %	ASTM C131	30% máx. ✓	30% máx. ✓	-
Desgaste Microdeval, %	ASTM D6928	18% máx. ✓	15% máx. ✓	-
Intemperismo acelerado, %	ASTM C88	15% máx. ✓	15% máx. ✓	-
Caras fracturadas (2 o más caras), %	ASTM D5821	90% mín. ✓	90% mín. ✓	100% mín. ✓
Partículas planas y alargadas (5:1), %	ASTM D4791	10% máx. ✓	-	10% máx. ✓
Adherencia con el asfalto, %	Recomendación AMAAC RA/08	90% mín. ✓	-	-
Equivalente de arena, %	ASTM D2419	50% mín. ✓	45% mín. ✓	50% mín. ✓
Angularidad, %	AASHTO T304	40% mín. ✓	55% mín. ✗	45% mín. ✗
Azul de metileno, ml/g	Recomendación AMAAC RA/05	15% máx. ✓	12% máx. ✗	-
Densidad, G <sub>sb</sub>	ASTM C127	-	2.4 mín. ✓	-
Absorción, %	ASTM C128	-	-	-

✓ El material pétreo SÍ cumple con el requisito.

✗ El material pétreo NO cumple con el requisito

<sup>1</sup> Protocolo AMAAC (PA-MA 01/2013).

<sup>2</sup> Secretaría de Comunicaciones y Transportes (N-CMT-4-04/17).

<sup>3</sup> Superpave Volumetric Mix Design (AASHTO M323).

Fuente: elaboración propia.

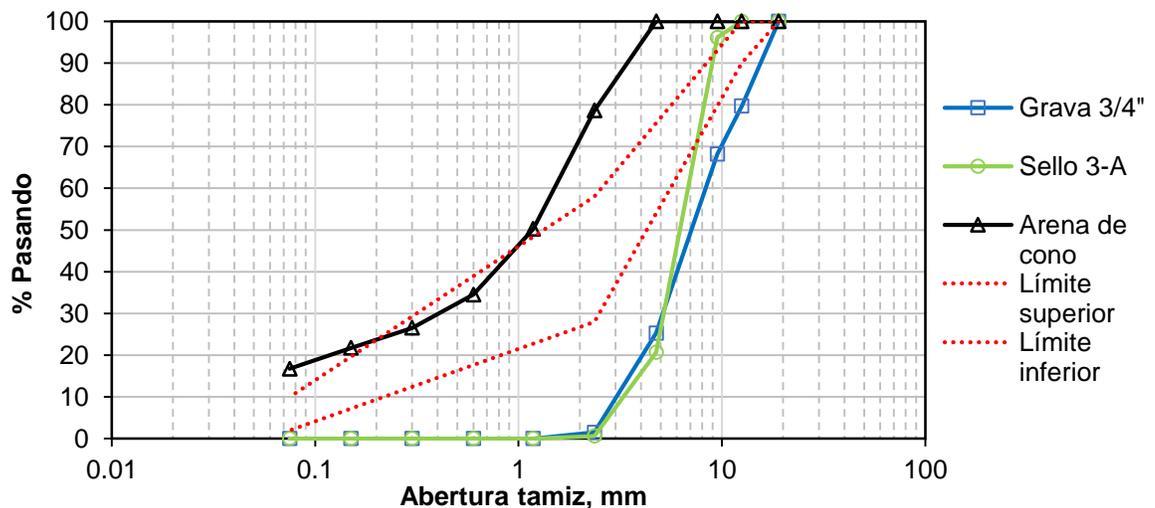
Como se destaca en las tablas superiores, se trata de materiales aptos para emplearse en la fabricación de mezcla asfáltica en caliente sometida a cualquier intensidad de tránsito, ya que cumplen de manera holgada con todos los requerimientos de calidad exigidos por las principales dependencias encargadas del estudio de las vías terrestres, a excepción de la prueba de angularidad en el agregado fino y el valor de azul de metileno, los cuales, se encuentran muy cercanos a los límites de restricción. No obstante, estos resultados de ninguna manera ponen en riesgo el desempeño final de la mezcla, ya que lejos de ser valores críticos se

ven compensados con el bajo desgaste sufrido en las pruebas de Los ángeles y Microdeval. Además, los materiales utilizados poseen un elevado contenido de caras fracturadas y superficies rugosas. Siendo las anteriores, propiedades ideales para el desarrollo de fricción interna y, por ende, resistencia a los esfuerzos cortantes (deformaciones permanentes). Por su parte, la Tabla 4- 3 y la Figura 4- 1 muestra la granulometría de cada fracción y su distribución de tamaños en una gráfica semi-logarítmica, respectivamente.

**Tabla 4- 3: Granulometría promedio de las fracciones de agregado analizadas.**

Designación	Abertura (mm)	% Que pasa grava 3/4"	% Que pasa Sello 3-A	% Que pasa Arena
3/4"	19	100	100	100
1/2"	12.5	79.7	100	100
3/8"	9.5	68.2	96.1	100
No. 4	4.75	25.3	20.7	100
No.8	2.36	1.5	0.6	78.6
No.16	1.18	0	0	50.3
No.30	0.6	0	0	34.5
No.50	0.3	0	0	26.5
No.100	0.15	0	0	21.7
No.200	0.075	0	0	16.7

Fuente: elaboración propia.



**Figura 4- 1: Curvas granulométricas de los materiales pétreos.**

Fuente: elaboración propia.

De la figura anterior se desprendió el cálculo de los coeficientes de curvatura ( $C_c$ ) y uniformidad ( $C_u$ ) mostrados en la Tabla 4- 4. A partir de estos datos se observa que, con excepción de la arena triturada, se trata de materiales mal graduados, de modo que no es posible emplear de manera individual el producto final de las fracciones gruesas obtenidas del banco de materiales en la elaboración de mezcla asfáltica de granulometría densa. Por lo tanto, para que las granulometrías de todas las fracciones analizadas fueran utilizables dentro de algún uso normado, resultó necesario mezclarlas en las proporciones adecuadas. La combinación de materiales efectuada y las granulometrías de diseño establecidas se detallan más adelante en el apartado 4.3.1 “*Selección de la estructura mineral*”.

**Tabla 4- 4: Coeficientes de curvatura y uniformidad.**

Material	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	Veredicto
Grava 3/4"	2.8	5.1	8.3	2.96	1.12	Mal graduado
Sello 3-A	3.3	5.3	6.9	2.09	1.23	Mal graduado
Arena de cono	0.075	0.4	1.6	21.33	1.33	Bien graduado

Fuente: elaboración propia.

#### 4.1.2 Cemento asfáltico.

El asfalto base utilizado en este trabajo de investigación proviene de la refinería de Salamanca y corresponde a un EKBÉ® clasificado por su grado de desempeño como un PG 64-22, cuyas propiedades visco-elásticas lineales se muestran en la Tabla 4- 5.

**Tabla 4- 5: Análisis reológico del asfalto virgen (EKBÉ®).**

Reómetro de Corte Dinámico (DSR) AASHTO T315			
Característica	Parámetro	Temp., °C	Resultado
Alta temperatura asfalto Original	$G^*/\text{Sen}\delta \geq 1.0 \text{ kPa}$	64	1.81
Alta temperatura Asfalto RTFO	$G^*/\text{Sen}\delta \geq 2.2 \text{ kPa}$	64	8.67
Temp. Intermedia Asfalto PAV	$G^* \times \text{Sen}\delta \leq 5000 \text{ kPa}$	25	2447.50
Reómetro de Viga en Flexión (BBR) AASHTO T313			
Característica	Parámetro	Temp., °C	Resultado
Rigidez a la fluencia	$St \leq 300 \text{ Mpa}$	-12	120.42
Pendiente de la rigidez	Valor $m \geq 0.300$		0.301

Fuente: elaboración propia.

Este asfalto virgen fue modificado con polímero tipo I SBS (Estireno-Butadieno-Estireno), elastómero de respuesta fundamentalmente elástica, el cual, en México, es ampliamente utilizado en mezclas asfálticas de alto desempeño. La modificación del asfalto base se realizó empleando 2.25% de GP1000® con respecto al peso del asfalto y, además, se adicionó como agente estabilizador 2.5% de azufre con respecto al peso del polímero. En la Tabla 4- 6 se exponen las características visco-elásticas lineales del producto final obtenido.

**Tabla 4- 6: Análisis reológico del asfalto de proyecto (PG 76-22).**

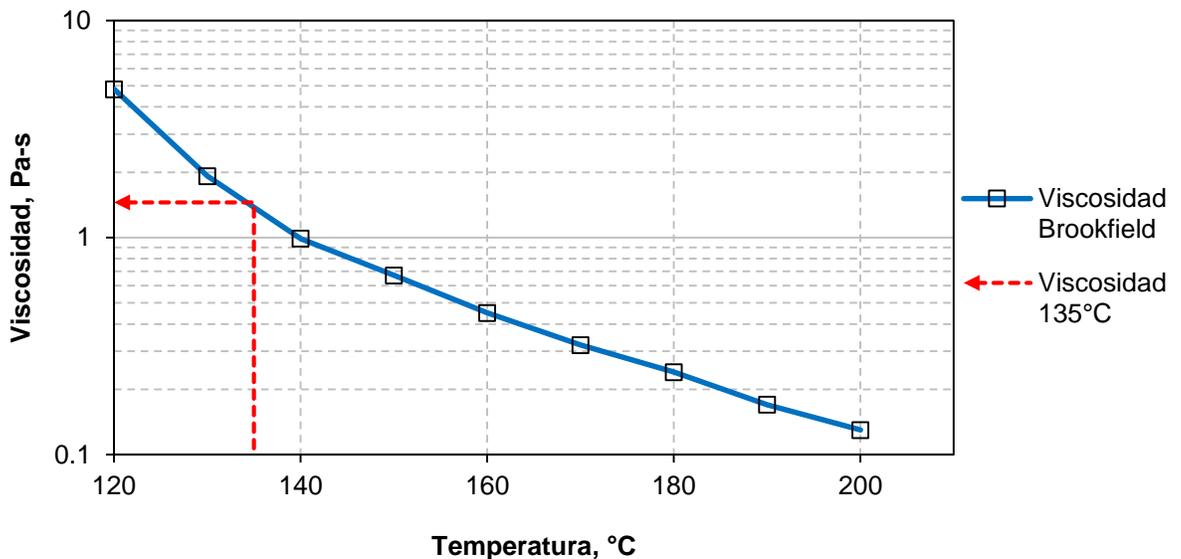
<b>Reómetro de Corte Dinámico (DSR) AASHTO T315</b>			
Característica	Parámetro	Temp., °C	Resultado
Alta temperatura asfalto Original	$G^*/\text{Sen}\delta \geq 1.0 \text{ kPa}$	76	1.07
Alta temperatura Asfalto RTFO	$G^*/\text{Sen}\delta \geq 2.2 \text{ kPa}$	76	5.07
Temp. Intermedia Asfalto PAV	$G^* \times \text{Sen}\delta \leq 5000 \text{ kPa}$	31	1365.93
<b>Reómetro de Viga en Flexión (BBR) AASHTO T313</b>			
Característica	Parámetro	Temp., °C	Resultado
Rigidez a la fluencia	$St \leq 300 \text{ Mpa}$	-12	100.93
Pendiente de la rigidez	Valor $m \geq 0.3$		0.303

Fuente: elaboración propia.

Los objetivos que se persiguieron con la modificación del asfalto EKBÉ®, fue contar con un ligante de proyecto más viscoso a temperaturas elevadas para reducir las deformaciones permanentes, es decir, aumentar la rigidez. Por otro lado, también se buscó incrementar su elasticidad para disminuir el agrietamiento por fatiga y por contracciones térmicas. Finalmente, contar con un asfalto PG 76-22 de mejores características adhesivas.

Una vez que se corroboró mediante reología que el proceso de modificación del asfalto virgen dio como resultado un asfalto de proyecto PG 76-22, este último, fue sometido a pruebas de viscosidad rotacional Brookfield, cuya carta de viscosidad se presenta en la Figura 4- 2. A partir de los resultados obtenidos en esta prueba se logró verificar que el asfalto de proyecto cuenta con características de manejabilidad adecuadas, ya que exhibe una viscosidad a 135°C de 1.455 Pa-s, la cual, se encuentra por debajo de la máxima permitida (3 Pa-s). Con la propiedad anterior, se garantiza que el asfalto de proyecto tiene la suficiente fluidez para ser

bombeado o manipulado de forma segura en las operaciones de mezclado en caliente en planta.



**Figura 4- 2: Carta de viscosidad Brookfield del asfalto de proyecto.**

Fuente: elaboración propia.

Por otro lado, las cartas de viscosidad son habitualmente empleadas para determinar las temperaturas de compactación y mezclado, es decir, las temperaturas cuando el asfalto presenta una viscosidad de 0.25 a 0.31 Pa-s y 0.15 a 0.19 Pa-s, respectivamente. Sin embargo, estos criterios son válidos únicamente para asfaltos convencionales o sin polímero, ya que utilizar estos valores de referencia para el asfalto de proyecto supondría mezclar a temperaturas sumamente elevadas en el rango de los 188-195°C. Hacer uso de estas temperaturas podría generar serios problemas relacionados con la degradación y envejecimiento excesivo del asfalto durante el proceso de mezclado. Por consiguiente, las temperaturas de compactación y mezclado se fijaron de  $165 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$  y  $175 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ , respectivamente.

Lo anterior, con base en las recomendaciones del Instituto Norteamericano del Asfalto, las cuales señalan que para no dañar las propiedades aglutinantes del asfalto ni generar humo azul en ningún caso las temperaturas de mezclado deben exceder los 177°C (Instituto Norteamericano del asfalto, 2014)

Por último, los ensayos de densidad en el asfalto arrojaron como resultado un valor de 1.025. Generalmente, las relaciones de masa entre volumen de ligantes asfálticos varían entre 1.015 y 1.050, dependiendo de la composición molecular del asfalto.

#### 4.1.3 Pavimento asfáltico recuperado (RAP).

Posterior a la homogenización de las muestras recolectadas, se efectuó sobre el pavimento asfáltico recuperado la determinación del contenido de asfalto y el cálculo de gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ). Los resultados de las pruebas antes mencionadas se exponen en la Tabla 4- 7.

**Tabla 4- 7: Características del pavimento asfáltico recuperado (RAP).**

<b>Propiedad / Característica</b>	<b>Método de ensayo</b>	<b>Resultado</b>
Contenido de asfalto, %	ASTM D2172	5.28
Gravedad esp. teórica máxima, $G_{mm}$	ASTM D2041	2.451
Gravedad esp. efectiva del agregado, $G_{se}$	Retro-cálculo	2.659
Gravedad esp. bruta del agregado, $G_{sb}$	Retro-cálculo	2.554

Fuente: elaboración propia.

De los resultados anteriores se aprecia que la concentración de asfalto removida es bastante coherente con los contenidos de asfalto habitualmente empleados en la fabricación de mezcla asfáltica en caliente de granulometría densa, los cuales oscilan entre el 4 y 7 % respecto al peso total de la mezcla.

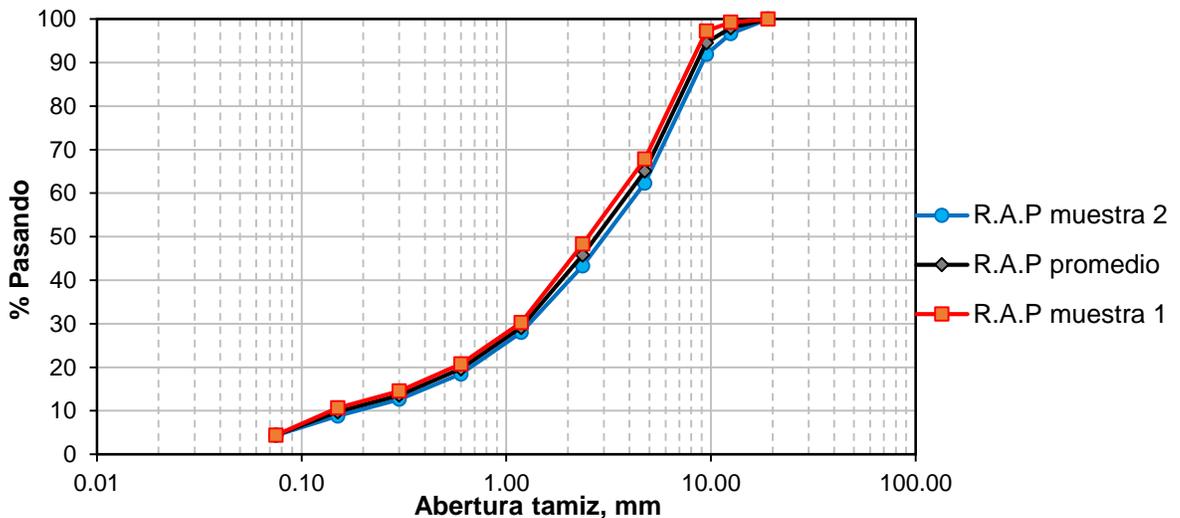
También, es importante señalar que la gravedad específica bruta del agregado recuperado difiere apenas en un 5.4% con respecto a la gravedad específica bruta combinada del agregado nuevo. Esta similitud podría deberse a la naturaleza de estos materiales, tal vez ambos extraídos de la misma fuente, ya que el banco de materiales utilizado en esta investigación es un proveedor común de agregado mineral para los diversos trabajos realizados en las autopistas y caminos de la región dónde fue recuperada la carpeta asfáltica.

Por su parte, la granulometría del material reciclado libre de asfalto se despliega en la Tabla 4- 8 y en la Figura 4- 3 se ilustra su representación gráfica.

**Tabla 4- 8: Granulometría del pavimento asfáltico recuperado AASHTO T27.**

Designación	Abertura (mm)	% Que pasa promedio
3/4"	19.00	100
1/2"	12.50	98.0
3/8"	9.50	94.6
No. 4	4.75	65.1
No.8	2.36	45.8
No.16	1.18	29.1
No.30	0.60	19.6
No.50	0.30	13.6
No.100	0.15	9.7
No.200	0.075	4.4

Fuente: elaboración propia.



**Figura 4- 3: Distribución de partícula del material fresado.**

Fuente: elaboración propia.

Los resultados obtenidos del análisis de distribución de tamaño de partícula revelan que se trata de una granulometría densa-fina bien graduada con tamaño máximo nominal de 1/2", un tamaño bastante común en la elaboración de mezcla asfáltica. Estas características físicas son atribuidas principalmente a la velocidad, profundidad y equipo con el cual se llevó a cabo el fresado, así como también a la granulometría original de la carpeta antes de removerla. Por otro lado, no es tan sorprendente la elevada cantidad de material fino encontrado (<4.75 mm), ya que durante el proceso de desintegración del pavimento normalmente existe una trituración y pulverización del concreto asfáltico. Adicionalmente, el gráfico superior

revela una estructura mineral bastante homogénea en el RAP utilizado, dado que, la muestra 1 y muestra 2 presentan curvas granulométricas con características bastante similares.

Por otro lado, para ejecutar el análisis reológico, primero se removió y recuperó el asfalto envejecido del RAP usando extracción centrífuga y destilación de acuerdo con lo estipulado en las normas ASTM D2172 “*Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Bitumen From Bituminous Paving Mixtures*” y ASTM D1856 “*Standard Test Method for Recovery of Asphalt From Solution by Absorption Method*”, respectivamente. Posteriormente, ya con la muestra libre de solvente y envejecida a corto plazo en RTFO, el reómetro de corte dinámico (DSR) y el reómetro de viga en flexión (BBR) fueron utilizados para determinar las propiedades visco-elásticas mostradas en la Tabla 4- 9.

**Tabla 4- 9: Análisis reológico del asfalto RAP.**

<b>Reómetro de Corte Dinámico (DSR) AASHTO T315</b>			
Característica	Parámetro	Temperatura ensayo, °C	Resultado
Alta temperatura de asfalto RTFO	$G^*/\text{Sen}\delta \geq 2.2 \text{ kPa}$	112	3.67

Fuente: elaboración propia.

Desafortunadamente, la cantidad de pavimento asfáltico recuperado y la disponibilidad de los equipos para realizar la extracción y recuperación del asfalto necesario para fabricar las vigas a ensayar en el BBR se agotó, pero dadas las temperaturas de falla alta e intermedia en el DSR (117.2°C y 37.4°C) se propuso una baja temperatura de falla de 0°C, es decir, se consideró el escenario de fragilidad más desfavorable.

Si bien la clasificación de asfaltos PG de Superpave no aborda parámetros de referencia para asfaltos recuperados, el cumplimiento de los indicadores de desempeño para asfaltos nuevos aplicado a nuestro material teóricamente lo corresponde con un PG 112-10. Es decir, el asfalto RAP no sufrirá deformaciones plásticas hasta temperaturas tan altas como los 112°C ni agrietamiento térmico por encima de los -10°C, no obstante, este rango de trabajo tan amplio se encuentra

fuertemente inclinado hacia la alta temperatura, lo cual, es un indicador del que el cemento asfáltico se encuentra severamente envejecido y, por ende, experimenta una fragilidad y rigidez altísima en comparación con un asfalto nuevo. Por lo tanto, la utilización de este material podría significar problemas de agrietamiento por fatiga debido a la insuficiente capacidad de resistir las reiteradas aplicaciones de carga. Del mismo modo, es de esperarse que este asfalto no tenga la suficiente flexibilidad para lidiar con los esfuerzos de contracción térmica que gradualmente se producen en un pavimento al descender la temperatura, resultando nuevamente, en la aparición de grietas a lo largo del pavimento.

#### 4.1.4 Selección de los cementos asfálticos de aporte para las mezclas asfálticas recicladas con aditivo rejuvenecedor.

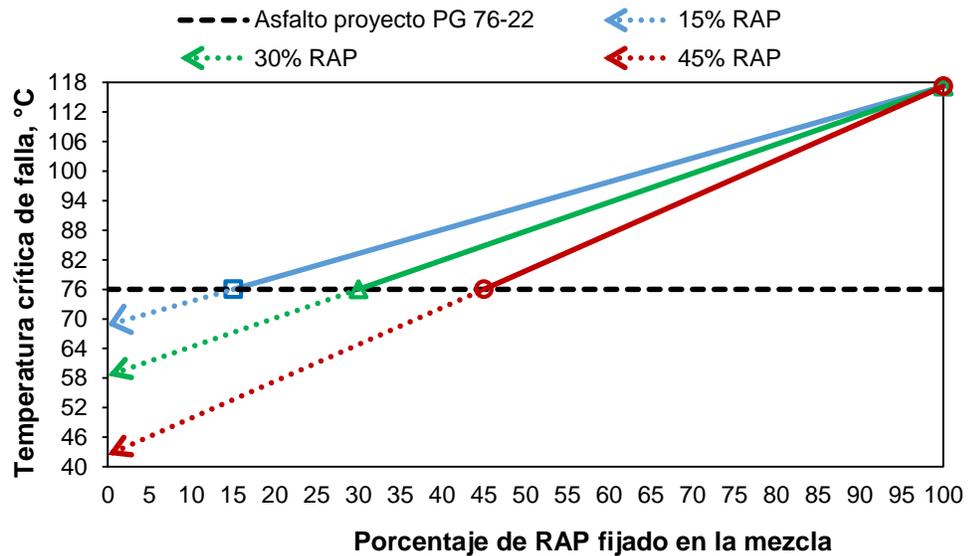
Para contrarrestar la altísima rigidez exhibida por el asfalto RAP durante las pruebas de reología, se optó por combinar el pavimento asfáltico recuperado con asfaltos de aporte más blandos al de proyecto, a fin de que la interacción anterior resultara teóricamente en la proyección de un aglutinante con características similares a las del asfalto empleado en la mezcla patrón (0% RAP). En la Tabla 4-10 se presenta el cálculo de las temperaturas críticas de falla y, seguidamente, los grados de desempeño requeridos en los asfaltos de aporte para cada uno de los porcentajes de RAP considerados en esta investigación.

**Tabla 4- 10: Grado de desempeño “PG” requerido en los asfaltos de aporte (cartas de mezclado).**

%RAP	Temperatura de falla	RAP (Tc), °C	Asfalto proyecto (Tc), °C	Temperatura de falla requerida en el asfalto de aporte (Tc), °C	PG requerido
15	Alta	117.2	76.1	68.8	64-28
	Intermedia	37.3	16.9	13.3	
	Baja	-10	-22	-25.88	
30	Alta	117.2	76.1	58.5	58-34
	Intermedia	37.3	16.9	8.2	
	Baja	-10	-22	-31.42	
45	Alta	117.2	76.1	42.47	40-40
	Intermedia	37.3	16.9	0.21	
	Baja	-10	-22	-40	

Fuente: elaboración propia.

Para dar más claridad a los resultados obtenidos con la Ecuación 3.3, la Figura 4- 4 expone gráficamente como la temperatura crítica de falla requerida en el asfalto de aporte se reduce drásticamente conforme se incrementa la cantidad de material fresado en la mezcla.



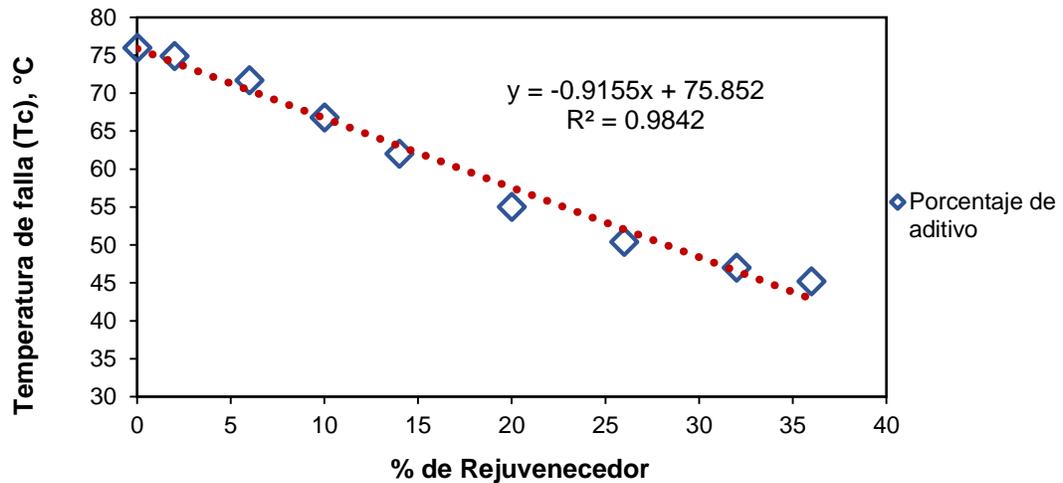
**Figura 4- 4: Carta de mezclado (alta temperatura de falla).**

Fuente:elaboración propia.

A partir de la información obtenida, resulta evidente que, los diferenciales térmicos más importantes, se presentan al tratar de compensar la alta temperatura de falla, por lo tanto, la dosificación máxima de rejuvenecedor para evitar la formación de roderas está en función de los resultados obtenidos en el DSR y, por el contrario, la cantidad mínima de aditivo para garantizar suficiente resistencia al agrietamiento térmico está gobernada por la temperatura de falla en el BBR.

Posteriormente, una vez que se establecieron las características deseadas en los asfaltos de aporte, los esfuerzos de rejuvenecer el asfalto de proyecto estuvieron orientados en el cumplimiento de los grados de desempeño a alta temperatura (HPG) estipulados en la Tabla 4.10. De esta manera, se cubrieron sobradamente las necesidades de rejuvenecedor para las temperaturas intermedias y bajas y, además, permitió maximizar el efecto del aditivo en el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas recicladas, aspecto crucial que también formó parte de los objetivos de este estudio.

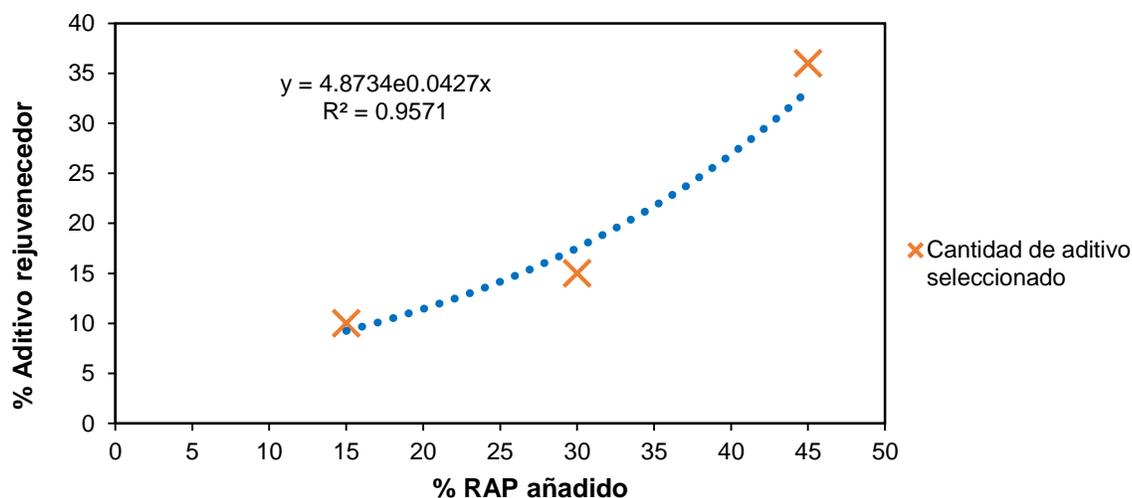
La Figura 4- 5 muestra una gráfica del porcentaje de aditivo “Maro1000®” incorporado versus la temperatura crítica de falla obtenida en términos del módulo complejo de corte ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ) para el asfalto en condición original ( $G^*/\text{Sen}\delta \geq 1.0$  kPa).



**Figura 4- 5: Determinación del contenido de aditivo.**

Fuente: elaboración propia.

De los datos presentados se observa una tendencia cuasi-lineal en el efecto del rejuvenecedor sobre la disminución en la temperatura crítica de falla, cuyo comportamiento es descrito en un 98% por la ecuación que acompaña al gráfico superior. Basándonos en estos resultados, se determinó que para satisfacer las cartas de mezclado considerando 15, 30 y 45% de RAP en la composición de la mezcla asfáltica, es necesario adicionar al asfalto de proyecto 10, 15 y 36% de aditivo rejuvenecedor, respectivamente. Adicionalmente, analizar la cantidad del aditivo seleccionado en función del porcentaje de material fresado incorporado, permite identificar la manera en que la rigidez del asfalto envejecido influye en la viscosidad final de la mezcla cuando es combinado con un asfalto nuevo. La Figura 4- 6 muestra con bastante claridad que esta interacción se da guardando proporciones exponenciales. Es por ello, que cuando se utiliza 15% de RAP se requiere únicamente de 10% de rejuvenecedor para proyectar el asfalto empleado en la mezcla virgen (0%RAP), pero cuando la presencia de RAP se triplica, la cantidad de aditivo necesario incrementa más de 350 por ciento.



**Figura 4- 6: Efecto del contenido de RAP en la selección del porcentaje de aditivo rejuvenecedor.**

Fuente: elaboración propia.

Por último, todos los asfaltos de aporte (PG 76-22 + dosis de rejuvenecedor) fueron sometidos al análisis en DSR y BBR para la determinación de su grado de desempeño (PG). En la Tabla 4- 11 se resumen los hallazgos más relevantes de las pruebas de reología.

**Tabla 4- 11: Propiedades visco-elásticas lineales de los asfaltos rejuvenecidos.**

<b>Reómetro de Corte Dinámico (DSR)</b>			
Descripción del asfalto:	EKBÉ + 2.25% SBS + 10% aditivo	EKBÉ + 2.25% SBS + 15% aditivo	EKBÉ + 2.25% SBS + 36% aditivo
Asfalto Original			
Temperatura, °C	64	58	40
G*/Senδ (kPa)	1.35	1.51	1.76
Asfalto RTFO			
Temperatura, °C	64	58	40
G*/Senδ (kPa)	4.61	5.86	7.35
Asfalto PAV			
Temperatura, °C	22	16	N/A
G* x Senδ (kPa)	2556.32	2396.71	N/A
<b>Reómetro de Viga en Flexión (BBR)</b>			
Temperatura, °C	-18	-18	-18
St (Mpa)	74.92	41.02	10.79
M-valor	0.344	0.762	0.910
Clasificación PG	64-28*	58-28*	40-28*

Fuente: elaboración propia.

\* Lo interesante de los resultados obtenidos es que los asfaltos rejuvenecidos exhiben valores de rigidez muy pequeños para la temperatura baja a la cual fueron ensayados, por lo que es de esperarse que sigan cumpliendo con los parámetros “St” y “M-valor” aún en temperaturas de prueba mucho más gélidas (-24, -30, etcétera). Esta situación es benéfica, ya que aumenta la flexibilidad favoreciendo la vida a fatiga y, además, disminuye la susceptibilidad al agrietamiento térmico, así como la tasa de envejecimiento en las mezclas con altos porcentajes de RAP.

Adicionalmente, es importante mencionar que las temperaturas adoptadas en el ensayo de viga en flexión cubren sobradamente cualquier zona de aplicación del país, ya que las regiones más frías difícilmente alcanzan temperaturas inferiores a -16°C. Así pues, se considera que los asfaltos diseñados cumplen satisfactoriamente con las propiedades reológicas exigidas por las cartas de mezclado.

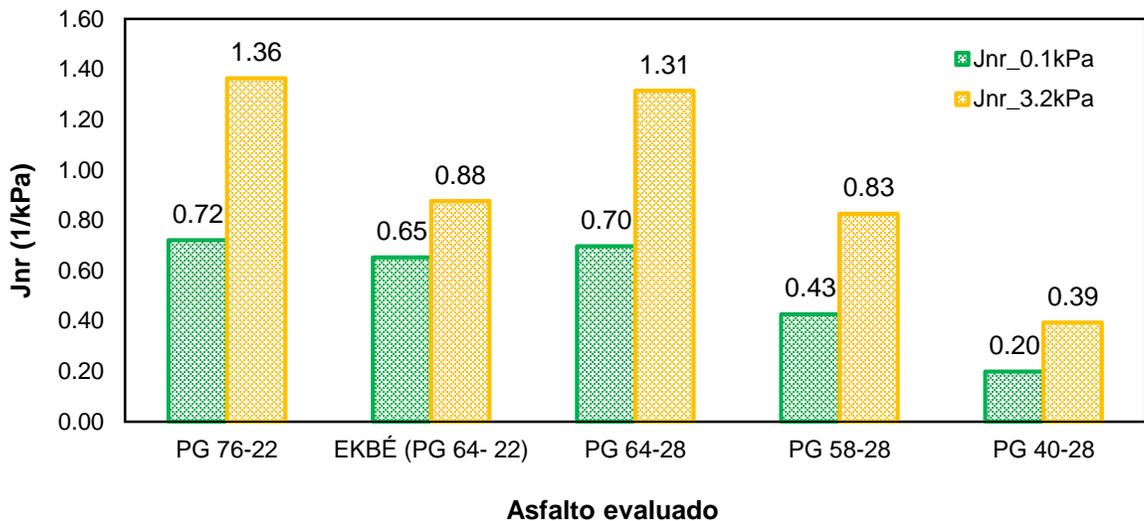
## **4.2 Evaluación de las propiedades mecánicas de los asfaltos.**

El comportamiento mecánico de los cementos asfálticos se estudió a través de los resultados obtenidos en dos pruebas ejecutadas en el DSR; por un lado, el ensayo de Creep Repetido Multi-Esfuerzo (MSCR) aportó información relacionada con la resistencia ante las deformaciones permanentes y, por el otro lado, el Barrido de Amplitud Lineal (LAS) permitió evaluar la fatiga. De esta manera, se estudió bajo diferentes sollicitaciones de carga (principalmente altos niveles de esfuerzos y daño acumulado) el desempeño de todos los asfaltos fuera del rango visco-elástico lineal.

### **4.2.1 Creep Repetido Multi-Esfuerzo (Ensayo MSCR).**

La respuesta no lineal de los ligantes asfálticos se estudió a partir del cálculo de dos parámetros directamente relacionados con la capacidad real del material para acumular energía y recuperarse de las deformaciones permanentes; por un lado, el Creep compliance no recuperable ( $J_{nr}$ ) y, por el otro lado, el porcentaje de respuesta elástica ( $\%RE$ ). Ambos parámetros fueron determinados mediante ensayos de creep repetido multi-esfuerzo efectuados a la temperatura alta del grado

de desempeño (HPG) de cada asfalto analizado. Los resultados de  $J_{nr}$  para los asfaltos nuevos se exhiben en la Figura 4- 7.



**Figura 4- 7: Creep compliance no recuperable ( $J_{nr}$ ) asfaltos nuevos.**

Fuente: elaboración propia.

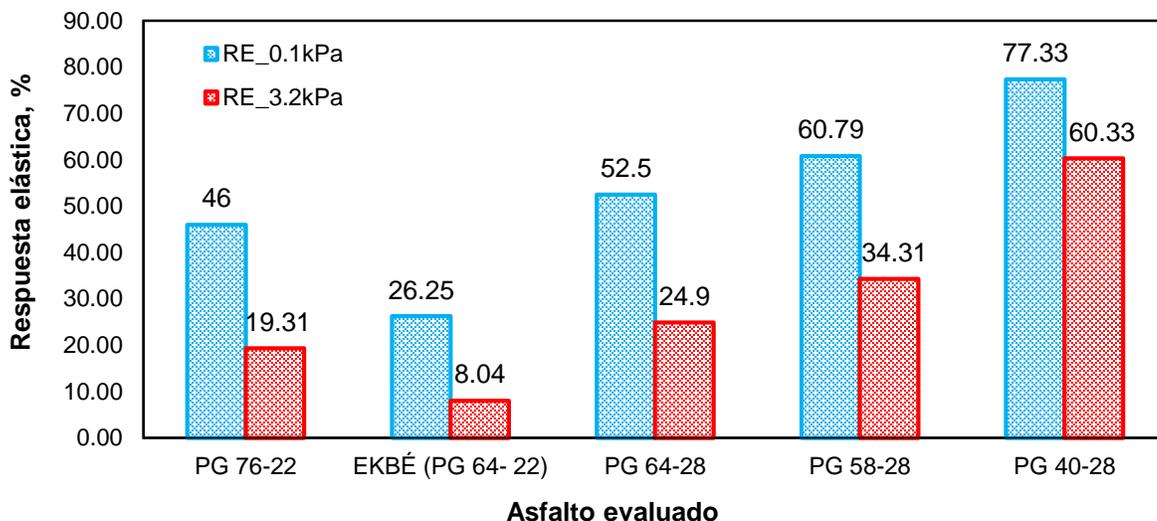
Dado que se trata de diferentes tipos de asfalto ensayados a distintas temperaturas (a excepción del asfalto EKBÉ y el PG 64-28, los cuales se discuten más adelante) resulta difícil realizar una comparación directa entre ellos. Sin embargo, lo que sí es posible es asociar los indicadores de desempeño de cada asfalto con su aptitud para ciertas aplicaciones de pavimentación. Lo anterior, parte de reclasificar o renombrar al grado de desempeño (PG) con una letra adicional S (Standard), H (Heavy), V (Very Heavy) o E (Extreme), la cual, está en función del valor  $J_{nr}$  obtenido a 3.2 kPa. Esta última, indica la intensidad de tránsito en ejes equivalentes de 8,2 toneladas, así como la velocidad de aplicación de las cargas que puede soportar cada asfalto. Con base en los resultados obtenidos y en la nueva norma AASHTO M332-18 “*Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test*”, tenemos que:

- El asfalto de proyecto PG 76-22 se corresponde con la letra H ( $1 \leq J_{nr_{3.2 \text{ kPa}}} \leq 2$ ). Es decir, este ligante es adecuado para utilizarse en pavimentos flexibles cuya temperatura máxima de trabajo en el lugar de aplicación ronde los 76°C y con hasta 30 millones de ESAL´s. Siempre y cuando la velocidad

de operación en la carretera sea superior a 20 km/h. Este mismo desempeño puede ser interpretado en el asfalto rejuvenecido PG 64-28, pero con la diferencia en el gradiente de la temperatura máxima a la cual puede trabajar eficazmente, siendo esta última, 64°C.

- El asfalto directo de refinería (EKBÉ PG 64-22) se corresponde con la letra V ( $0.5 \leq J_{nr3.2 \text{ kPa}} \leq 1$ ). Es decir, este ligante es adecuado para utilizarse en pavimentos flexibles cuya temperatura máxima de trabajo en el lugar de aplicación ronde los 64°C y con hasta 30 millones de ESAL's cuando la velocidad de operación en la carretera sea inferior a 20 km/h, o bien, capaz de soportar más de 30 millones de ESAL's siempre y cuando la velocidad de operación en la carretera sea superior a 20 km/h. Este mismo desempeño puede ser interpretado en el asfalto rejuvenecido PG 58-28, pero con la diferencia en el gradiente de la temperatura máxima a la cual puede trabajar eficazmente, siendo esta última, 58°C.
- El asfalto rejuvenecido PG 40-28 se corresponde con la letra E ( $J_{nr3.2 \text{ kPa}} \leq 0.5$ ). Es decir, este ligante es adecuado para utilizarse en pavimentos flexibles cuya temperatura máxima de trabajo en el lugar de aplicación ronde los 40°C y, además, con intensidades de tránsito superiores a 30 millones de ESAL's. Inclusive, cuando la velocidad de operación en la carretera sea inferior a 20 km/h o bajo carga sostenida.

Ahora bien, al comparar los resultados de la prueba MSCR en ambos PG's 64 (EKBÉ y "aditivado") es posible identificar y cuantificar como está trabajando tanto el polímero SBS como el rejuvenecedor. De la figura superior se aprecia que para niveles de esfuerzos bajo (0.1 kPa) los dos asfaltos presentan casi la misma deformación permanente ( $J_{nrPG \ 64-22} = 0.6526$  y  $J_{nrPG \ 64-28} = 0.6965$ ), empero, la fuerza de la red polimérica se hace notar en el asfalto PG 64-28, ya que al final de los diez ciclos de carga este ligante recupera el doble de su forma original en comparación con el asfalto proveniente directo de refinería, tal como ilustra la Figura 4- 8.



**Figura 4- 8: Respuesta elástica (%RE) asfaltos nuevos.**

Fuente: elaboración propia.

Bajo esfuerzos pequeños o dentro del rango visco elástico lineal, la influencia del rejuvenecedor no es tan obvia, sin embargo, al incrementar significativamente el esfuerzo de corte (3.2 kPa) se vuelve evidente el efecto de ablandamiento o reducción de la rigidez que provee este aditivo, ya que al final de este segmento y a la misma temperatura de ensayo, el asfalto PG 64-28 exhibe el doble de deformación acumulada en comparación con el asfalto EKBÉ. No obstante, la estructura interna formada por el modificador (SBS) permite que nuevamente se manifieste un comportamiento hasta 300% más elástico. Esto es, el asfalto EKBÉ se deforma menos, pero una vez deformado, difícilmente vuelve a su forma original, por otro lado, el asfalto PG 64-28 disipa más energía en forma de flujo, pero su capacidad de recuperarse de las deformaciones es tres veces más alta.

De la misma forma responden el resto de los asfaltos con aditivo, por lo tanto, se puede aseverar que el rejuvenecedor logró interactuar adecuadamente con el polímero y cumplió con el cometido para el que fue utilizado: propiciar aumentos en la elasticidad-flexibilidad del material y reducir sustancialmente la rigidez del asfalto de proyecto. Este descenso en la viscosidad a alta temperatura pareciera ser un problema desde el punto de vista de las deformaciones plásticas, pero no es así, dado que, la resistencia final de la mezcla asfáltica estará condicionada por la

combinación resultante entre el asfalto de aporte nuevo más el asfalto envejecido presente en el RAP y la rigidez que este último confiera a la mezcla.

Del mismo modo, el asfalto envejecido se evaluó en MSCR a la temperatura acorde con su grado de desempeño (112°C), tal como señala la norma AASHTO TP70. Evidentemente, en ningún pavimento flexible de México y el mundo se alcanza la temperatura de trabajo anterior, por esta razón, también se decidió evaluar el asfalto recuperado a la temperatura del grado de desempeño del asfalto de proyecto (76°C), la cual permite obtener un marco de comparación y, finalmente, es la que se espera actué en el lugar de aplicación de las mezclas asfálticas recicladas. Por consiguiente, la Tabla 4- 12 congrega los resultados obtenidos en el proceso anterior.

**Tabla 4- 12: Resultados MSCR en el asfalto recuperado (AC RAP).**

Indicador	Temperatura (°C)	
	112	76
Jnr <sub>0.1 kPa</sub> (1/kPa)	0.9024	0.0037
Jnr <sub>3.2 kPa</sub> (1/kPa)	1.7121	0.0049
RE <sub>0.1 kPa</sub> (%)	36.88	85.94
RE <sub>3.2 kPa</sub> (%)	7.68	81.67

Fuente: elaboración propia.

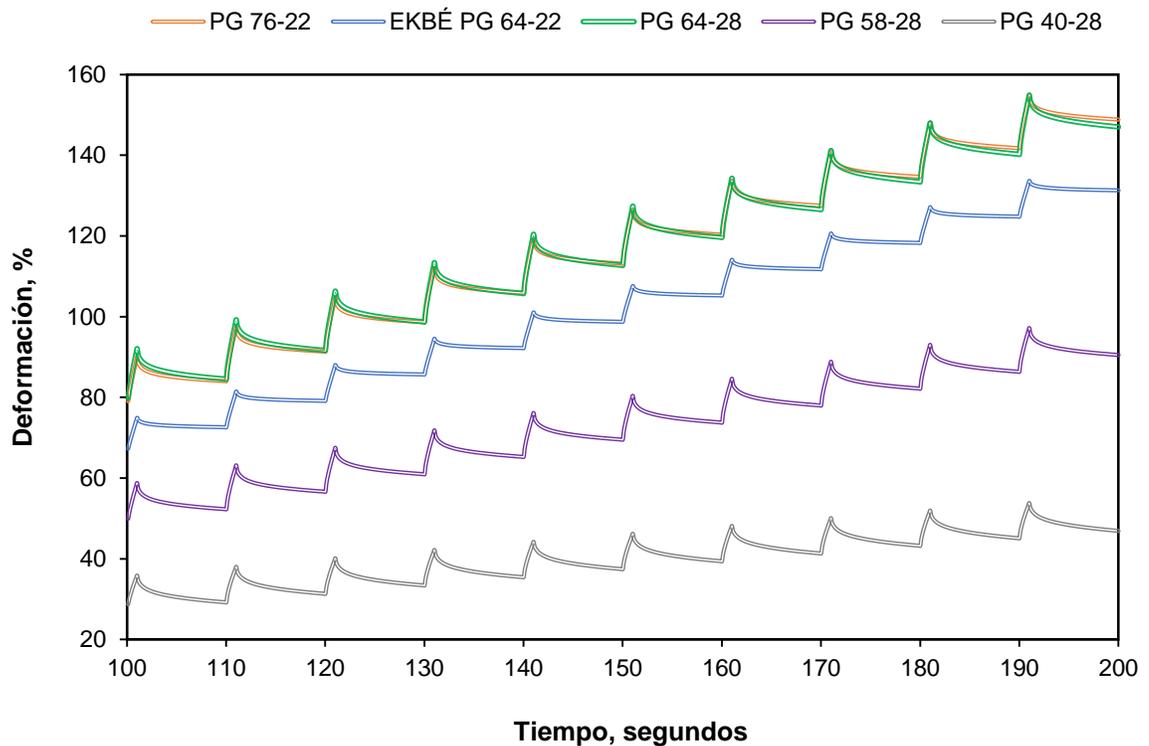
Los resultados de la tabla superior confirman que el asfalto recuperado posee una rigidez extrema, más allá de la que se esperaba o fue augurada en los ensayos de clasificación PG. La enorme habilidad para no sufrir deformaciones se hace notar en los valores tan bajos de Jnr a 76°C, los cuales permanecen minúsculos aún cuando el nivel de esfuerzo más alto (3.2 kPa) fue aplicado. También, se pone de manifiesto que dentro de la estructura de este asfalto existe gran presencia de algún modificador de tipo elastómero, esto se ve reflejado en los elevados porcentajes de recuperación elástica obtenidos al final de la prueba. Este comportamiento puede ser atribuido a los factores que a continuación se mencionan:

- Hasta antes del 2018, la normativa mexicana promovía el uso de asfaltos fuertemente modificados con polímero, ya que obligaba a los diseñadores de mezcla asfáltica a realizar ajustes en el PG según el nivel de tránsito, ajustes

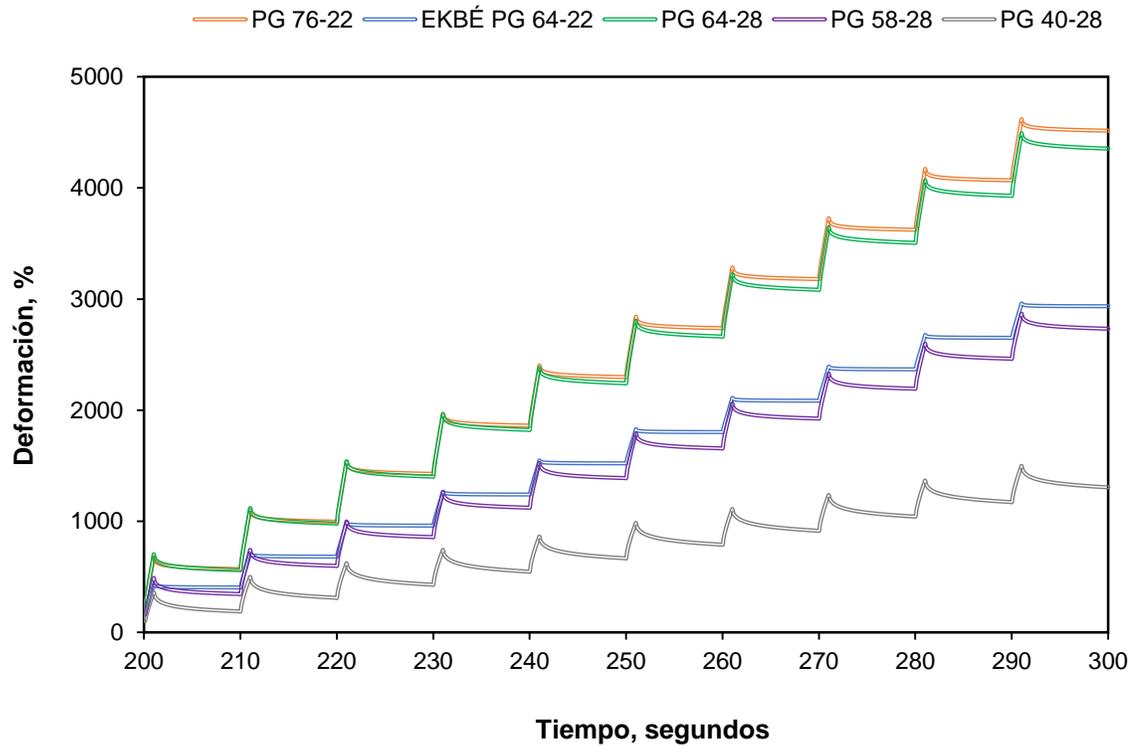
por velocidad de operación y ajustes por cruceros o carga sostenida. De esta manera, un proyecto que inicialmente por temperatura requería un asfalto PG 64-22 o 70-22 terminaba utilizando ligantes muy duros (hasta PG 88-22). El fenómeno anterior, es conocido en el argot de las carreteras como “grade bumping”, al cual, muy frecuentemente se recurría para seleccionar asfaltos que se aplicaban en carreteras de altas especificaciones y elevadas intensidades de tránsito (como lo es la autopista de cuota de donde proviene el RAP utilizado en esta investigación).

- Aunado a la situación anterior, el tiempo que el asfalto estuvo expuesto a rayos UV, oxígeno, humedad y temperatura contribuyó a propiciar los niveles de rigidez mostrados en este estudio.

Por último, la Figura 4- 9a y Figura 4- 9b ilustra los ciclos de carga (creep) y recuperación (recovery) que fueron utilizados para calcular los indicadores del desempeño (Jnr y %RE) discutidos con anterioridad.



a) Esfuerzo 0.1 kilopascales



b) Esfuerzo 3.2 kilopascales

**Figura 4- 9: Ciclos de Creep Repetido Multi-Esfuerzo (MSCR).**

Fuente: elaboración propia.

#### 4.2.2 Barrido de Amplitud Lineal (Ensayo LAS).

Para estudiar el complejo fenómeno de la fatiga en los cementos asfálticos utilizados en esta investigación, se recurrió a la aplicación del principio “daño continuo visco-elástico simplificado “(S-VECD), teoría alimentada con los datos recabados durante la ejecución del ensayo más reciente para evaluar la vida a fatiga: el barrido de amplitud lineal (Linear Amplitude Sweep Test).

Sin embargo, el actual protocolo de ensayo no especifica una temperatura de prueba para los asfaltos objeto de este estudio, a pesar de ser el factor que más relevancia tiene en el comportamiento visco-elástico y desempeño mecánico.

Por lo tanto, para obtener un escenario de comparación en igualdad de condiciones en la resistencia a fatiga, primero fue necesario determinar para cada asfalto la temperatura de prueba adecuada, de modo que esta última permitiera:

ensayar los materiales a la misma rigidez ( $G^*$ ), asegurar el fallo cohesivo de agrietamiento por fatiga en el espécimen (módulo complejo de corte entre 10 y 50 Mpa) y obtener durante la prueba una condición sólido visco-elástico en el estado físico del asfalto ( $\delta \leq 45^\circ$ ).

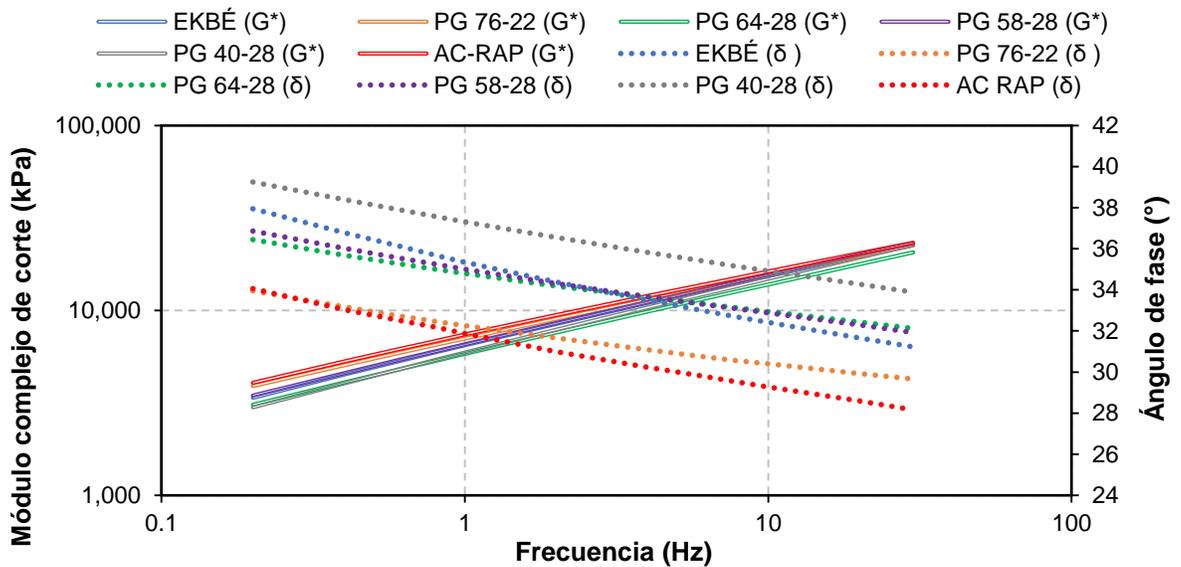
Estas consideraciones estuvieron encaminadas en evitar utilizar una temperatura intermedia arbitraria que pudiera subestimar o sobreestimar el desempeño de los distintos asfaltos analizados (virgen, modificado con polímero, rejuvenecidos y oxidado).

La temperatura de ensayo seleccionada para cada asfalto se muestra en la Tabla 4- 13, además, esta tabla agrupa los parámetros más importantes determinados dentro del dominio visco-elástico lineal, es decir, información obtenida del barrido de frecuencias (ver Figura 4- 10) y de la actual clasificación de asfaltos grado PG.

**Tabla 4- 13: Temperaturas de ensayo (Frequency Sweep).**

Descripción del asfalto	PG	Temp. prueba, °C	Barrido de frecuencias			Factor agrietamiento (SHRP)
			[10 Hz, 0.1% deformación]			[1.59 Hz, 1% deformación]
			$G^*$ (Mpa)	$\delta$ (grados)	$\alpha$ (adm)	$G^* \cdot \text{Sen} \delta$ (kPa)
Ekbé	64-22	22	15.32	32.42	2.5369	4011.10
Ekbé + 2.25% SBS	76-22	19	15.61	30.40	2.7952	4173.49
Ekbé + 2.25% SBS + 10% rejuvenecedor	64-28	13	13.82	32.95	2.5790	4293.94
Ekbé + 2.25% SBS + 15% rejuvenecedor	58-28	10	15.56	32.88	2.5634	4016.22
Ekbé + 2.25% SBS + 36% rejuvenecedor	40-28	1	14.84	34.92	2.4016	4046.30
AC RAP	112-XX	40	16.25	34.80	2.7906	4106.20

Fuente: elaboración propia.



**Figura 4- 10: Barrido de frecuencias (Frequency Sweep).**

Fuente: elaboración propia.

Dado que se trata de seis distintos ligantes con propiedades reológicas totalmente diferentes, fue necesario adoptar temperaturas de ensayo en un rango muy amplio ( $\Delta T=39^{\circ}\text{C}$ ) para causar el mismo efecto de fatiga en cada asfalto. No obstante, se considera que estas temperaturas son las adecuadas, puesto que, todos los asfaltos a su respectiva temperatura de ensayo, manifiestan módulos de corte ( $G^*$ ) casi iguales con diferencias máximas de 10% entre el resultado mayor (AC RAP) y menor (PG 64-28). Además, los valores anteriores de  $G^*$  se encuentran dentro del rango considerado como falla por fatiga pura (12-60 Mpa), ya que por encima y por debajo de este nivel, se presentan más bien, fallas por pérdida de adhesión y flujo plástico, respectivamente (Saefi y Hintz, 2014; Kuchiishi *et al.*, 2019). También, en todos los casos, el ángulo de fase ( $\delta$ ) calculado por el DSR oscila entre  $30$  y  $34^{\circ}$  indicando que el asfalto fue ensayo por debajo de la temperatura de transición y se comportó como un sólido visco-elástico, lo cual, es bastante consistente con los problemas de fisuración en una carpeta asfáltica, en donde a medida que el asfalto empieza a comportarse como un sólido este es más propenso a presentar agrietamiento (Del Toro *et al.*, 2016) Del mismo modo, los resultados del factor de agrietamiento ( $G^* \cdot \text{Sen} \delta$ ) reiteran que se trata de asfaltos ensayados a niveles de rigidez bastante cercanos entre sí, los cuales, se aproximan al valor crítico de 5000 kPa, permitiendo así, elevar el potencial del ensayo para

discernir las propiedades ingenieriles relacionadas con la fatiga de los asfaltos evaluados.

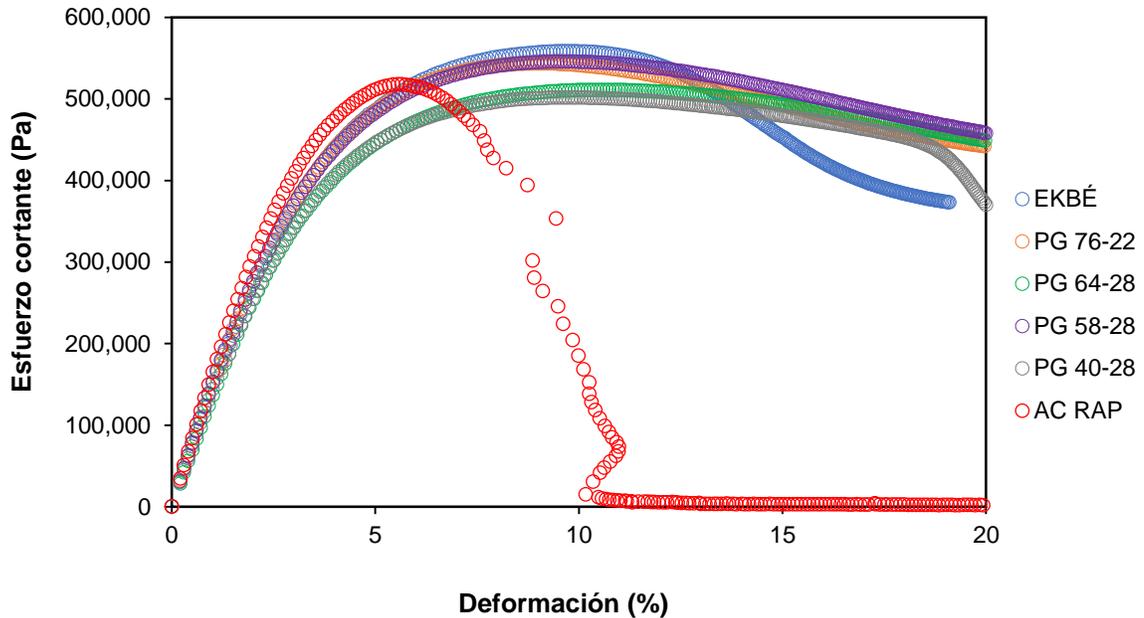
Adicionalmente, del barrido de frecuencias se desprende los resultados del parámetro “ $\alpha$ ”, el cual atiende a dos propósitos; primero y más importante,  $\alpha$  funge como variable de entrada en los cálculos para generar el modelo potencial que describe la respuesta real del material frente a la fatiga causada por altos niveles de esfuerzo y daño acumulado (el esperado en campo, es decir, fuera del rango visco-elástico lineal). En segundo lugar,  $\alpha$  indica la tasa de reducción en la vida a fatiga y para aumentar el desempeño es deseable obtener valores bajos. Este parámetro permite clasificar cualitativamente el desempeño de los asfaltos dentro del dominio VEL. Bajo la premisa anterior, podríamos categorizar el desempeño de los asfaltos estudiados de mejor a peor de la siguiente manera: PG 40-28, PG 58-28, PG 64-28, EKBÉ, AC RAP y, por ultimo PG 76-22. Muy importante, no perdamos de vista que esta valoración corresponde a bajos niveles de esfuerzo y sin dañar el espécimen, por lo que aún no se ha capturado el verdadero desempeño del material.

Después de completar los barridos de amplitud lineal a diferentes temperaturas, las curvas de esfuerzo cortante aplicado versus porcentaje de deformación alcanzado (ver Figura 4- 11) y de integridad del espécimen versus intensidad del daño (ver Figura 4- 12) fueron construidas para evaluar el punto de falla en cada asfalto ensayado y la evolución del daño fuera del dominio visco-elástico lineal, respectivamente. En consecuencia, la Tabla 4- 14 reúne los hallazgos más relevantes de esta segunda etapa de análisis.

**Tabla 4- 14: Esfuerzo máximo (Kpa), deformación a la falla (% $\gamma$ ) y nivel de daño (C).**

Parámetro	Asfalto					
	PG 64-22	PG 76-22	PG 64-28	PG 58-22	PG 40-28	AC RAP
Nivel de daño (C)	0.393	0.382	0.347	0.374	0.346	0.536
Esfuerzo pico (kPa)	558.7	543.40	511.20	545.90	501.80	518.00
Deformación a la falla (% $\gamma$ )	9.50	9.98	10.53	9.55	9.74	5.65

Fuente: elaboración propia.

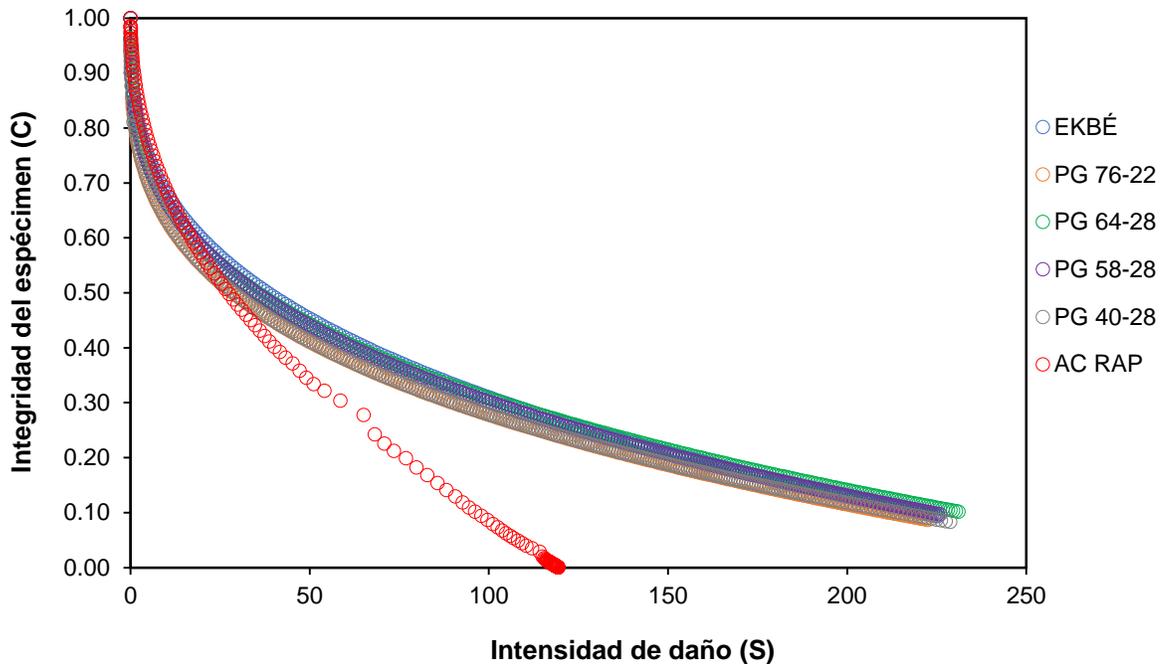


**Figura 4- 11: Barrido de amplitud (Amplitude Sweep).**

Fuente: elaboración propia.

De los resultados superiores, claramente se puede apreciar que todos los asfaltos modificados con SBS y rejuvenecedor presentan mayores deformaciones a la falla en comparación con el asfalto virgen (EKBÉ). Lo anterior, es explicado por la naturaleza del modificador utilizado, el cual, forma una fuerte red polimérica que provee de mayor elasticidad al cemento asfáltico y, consecuentemente, aumenta la capacidad del asfalto para soportar mayores deformaciones antes de dañar su microestructura. Del mismo modo, la participación de aditivo propició una reducción en los valores del esfuerzo cortante máximo, debido a la menor rigidez y alta flexibilidad que exhiben estos asfaltos.

Estos resultados son satisfactorios, ya que normalmente, la presencia de ambas características en un asfalto tiende a mejorar su resistencia a fatiga. En contra parte, el asfalto proveniente del RAP, pone de manifiesto su pobre flexibilidad y baja resistencia a la aplicación de carga reiterada, ya que este material falla a un nivel de deformación hasta 50% menor al alcanzado por el resto de los asfaltos analizados. Es por ello que, la integridad del espécimen oxidado se desploma abruptamente al alcanzar el esfuerzo pico (comportamiento frágil), alejándose de un comportamiento dúctil como el exhibido por el resto de los asfaltos.



**Figura 4- 12: Curva característica de daño continuo visco-elástico (VECD).**

Fuente: elaboración propia.

Ahora bien, el nivel de daño promedio (C) en los asfaltos nuevos es de 0.369, 32% menor al alcanzado justo en el momento de falla en el asfalto RAP (0.536). Normalmente, mientras mayor sea el valor “C” al momento de fallar, se asocia con una mayor integridad del material y, por ende, una resistencia a la fatiga superior. En este contexto, los resultados de nuestro caso de estudio podrían parecer contradictorios con el resto de los parámetros analizados. Si bien, el asfalto RAP presenta el valor C más elevado, este último fue calculado para la intensidad de daño que soportó al momento de fallar, la cual, debido a que se trata de un asfalto sumamente degradado, se encuentra muy por debajo del nivel de daño inducido en los asfaltos nuevos, por lo que definitivamente no es un indicador contundente de un mejor desempeño, no al menos cuando se comparan asfaltos envejecidos (provenientes de material RAP) con ligantes vírgenes.

Ahora bien, con los datos recopilados para la construcción de las curvas de daño característico, aunado a la determinación del parámetro alfa ( $\alpha$ ) en el barrido de frecuencias, fue posible mediante la aplicación del principio S-VECD predecir el desempeño real a fatiga para las condiciones fijadas en esta investigación. En este

sentido, para comparar la verdadera resistencia a la fatiga entre los diferentes asfaltos utilizados y su influencia en el desempeño mecánico de las mezclas que formaron parte, se optó por calcular mediante las leyes de fatiga el número de ciclos a la falla cuando se produce una deformación máxima en los asfaltos de 2.5 y 5%.

Estos criterios corresponden al nivel de deformación que podría esperarse en los cementos asfálticos que formen parte de fuertes estructuras de pavimento con espesores de carpeta asfáltica mayores a 4 pulgadas [2.5%  $\gamma_{\text{máx}} \approx 500 \mu\text{s} (\epsilon\text{t})$ ] y débiles estructuras de pavimento con paquetes asfálticos menores a 4 pulgadas de espesor [5.0%  $\gamma_{\text{máx}} \approx 1000 \mu\text{s} (\epsilon\text{t})$ ]. Puesto que, se asume que la deformación causada en el asfalto corresponde aproximadamente a cincuenta veces la deformación unitaria por tensión ( $\epsilon\text{t}$ ) generada en la fibra inferior de la mezcla asfáltica. Los resultados más relevantes se exponen en la Tabla 4- 15.

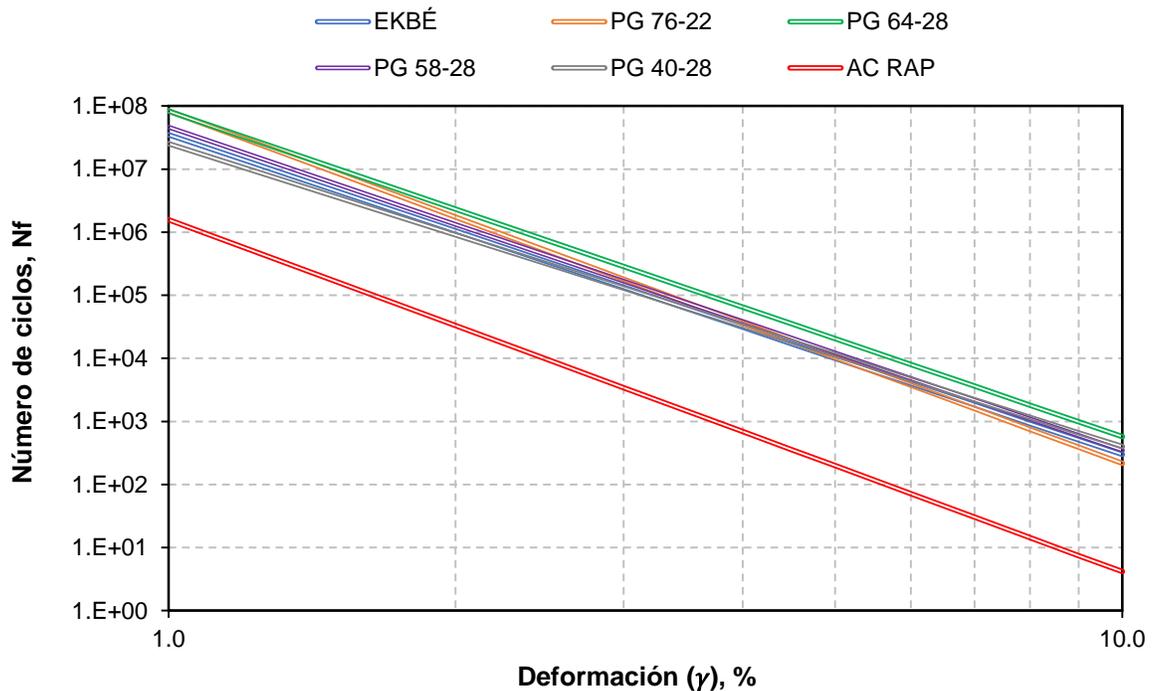
**Tabla 4- 15: Leyes de fatiga derivadas de la prueba LAS.**

Descripción del asfalto	PG	Coeficientes		$N_f$		Modelo de fatiga
		A	B [-]	2.5% $\gamma_{\text{máx}}$	5.0% $\gamma_{\text{máx}}$	
EKBÉ	64-22	35,344,102	5.074	338,199	10,040	$3.53 \times 10^7 (\gamma)^{-5.074}$
EKBÉ + 2.25% SBS	76-22	84,038,043	5.590	500,948	10,396	$8.40 \times 10^7 (\gamma)^{-5.590}$
EKBÉ + 2.25% SBS + 10% rejuvenecedor	64-28	82,618,111	5.158	731,942	20,500	$8.26 \times 10^7 (\gamma)^{-5.158}$
EKBÉ + 2.25% SBS + 15% rejuvenecedor	58-28	46,670,918	5.127	425,430	12,175	$4.66 \times 10^7 (\gamma)^{-5.127}$
EKBÉ + 2.25% SBS + 36% rejuvenecedor	40-28	25,408,343	4.803	311,538	11,157	$2.54 \times 10^7 (\gamma)^{-4.803}$
AC RAP	112-XX	1,582,879	5.581	9,516	199	$1.58 \times 10^6 (\gamma)^{-5.581}$

Fuente: elaboración propia.

Sin duda alguna, los datos desplegados en la tabla superior muestran evidencia contundente sobre el enorme potencial que tiene el asfalto envejecido para generar problemas relacionados con la fatiga y la fisuración en una mezcla asfáltica, puesto que se requiere únicamente de pocos miles o inclusive cientos de repeticiones de carga para provocar la falla en este material. Este comportamiento mecánico se ve reflejado en los coeficientes  $A$  y  $B$  que conforman el modelo de deterioro.

Por un lado, el coeficiente  $A$  representa la resistencia a la fatiga, la cual, dependiendo del asfalto nuevo con el que se compare, llega a ser entre 30 y 56 veces más baja. Por el otro lado, el valor absoluto del coeficiente  $B$  es uno de los más alto de todo el estudio, esto significa que la vida a fatiga del asfalto envejecido es la que disminuye a mayor ritmo cuando se aumenta la amplitud en el nivel de deformación, tal como se ilustra en la gráfica bi-logarítmica de la Figura 4- 13.



**Figura 4- 13: Comportamiento mecánico de los asfaltos (leyes de fatiga).**

Fuente: elaboración propia.

Adicionalmente, el ensayo LAS permitió despejar una de las grandes incógnitas a la hora de seleccionar los asfaltos para cada porcentaje de RAP fijado

en la mezcla, ya que el cálculo del número de repeticiones a la falla ( $N_f$ ) demuestra que, en general, la resistencia a fatiga es notablemente mayor en todos los asfaltos de aporte cuya formulación es o partió de un asfalto de proyecto modificado con SBS (PG 76-22). De nueva cuenta, este hallazgo se debe a la elasticidad aportada por la fuerte red polimérica presente en estos asfaltos y, además, por poseer una estructura más flexible concedida por la presencia de rejuvenecedor.

En este contexto, podríamos comparar el desempeño de los asfaltos EKBÉ y PG 64-28, ambos cumplen con las cartas de mezclado de alta temperatura para emplearse en mezclas asfálticas fabricadas con 15% de RAP, sin embargo, las repeticiones admisibles en el asfalto rejuvenecido superan por más del doble a las soportadas por el asfalto directo de refinería. Lo anterior, prevalece tanto para altos (EKBÉ $N_f=10,040$  vs PG 64-28 $N_f= 20,500$ ) como bajos (EKBÉ $N_f=338,199$  vs PG 64-28 $N_f= 731,392$ ) niveles de deformación.

Por lo visto, rejuvenecer un asfalto modificado con polímero SBS potencia el desempeño del asfalto de aporte y podría ser la diferencia entre lograr o no los estándares de desempeño anhelados.

Finalmente, el análisis efectuado bajo daño acumulado y fuera del dominio visco-elástico lineal arroja un nuevo ranking en el desempeño mecánico de los asfaltos para resistir la fatiga; 1) PG 64-28, 2) PG 76-22, 3) PG 58-26, 4) PG 40-28, 5) EKBÉ y 6) AC RAP.

#### **4.3 Diseño volumétrico de las mezclas asfálticas analizadas.**

Diez mezclas asfálticas con diferentes contenidos de RAP (desde 0% hasta 45% de la masa total) y distintas energías de compactación (75, 100 y 125 giros en el SGC) fueron diseñadas con un objetivo de vacíos de aire de  $4\pm 0.1\%$ , empleando para ello, un asfalto modificado con polímero tipo I SBS (PG 76-22). A continuación, se discuten los resultados obtenidos durante esta etapa.

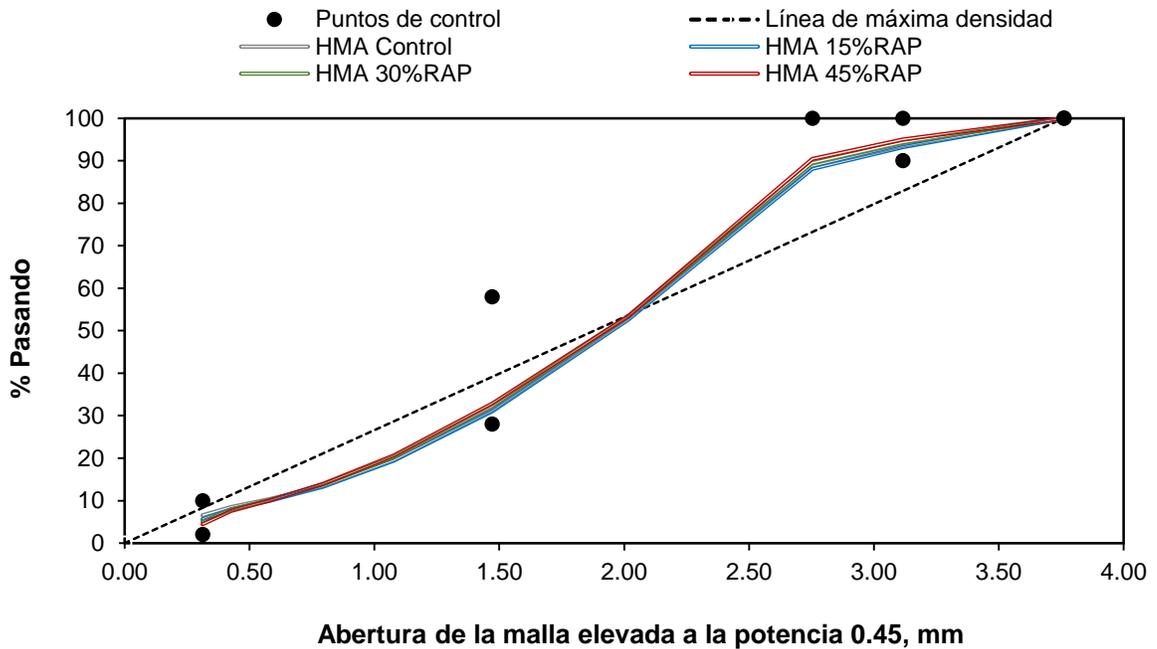
### 4.3.1 Selección de la estructura mineral.

A partir de los resultados obtenidos en el análisis granulométrico ejecutado en los materiales vírgenes (100% nuevos) y reciclados (provenientes del RAP), se determinó inviable su contribución individual para conformar la estructura mineral de una mezcla asfáltica densa con tamaño nominal de 12.5 milímetros, dado que, se trata de materiales pétreos pobremente graduados (a excepción de la arena triturada y el agregado recuperado) que requieren ser combinados en las proporciones adecuadas para hacerlos utilizables dentro de los puntos de control adoptados. Por lo tanto, mediante cálculos analíticos y métodos gráficos se establecieron las granulometrías de diseño en función tanto del porcentaje de material fresado deseado en la mezcla como de las tres fracciones de material de banco disponibles, dichas estructuras se presentan en la Tabla 4- 16. Esta última tabla también muestra los porcentajes de participación de cada material. Por su parte, la Figura 4- 14 muestra una representación gráfica en escala natural de las curvas granulométricas de proyecto.

**Tabla 4- 16: Curvas granulométricas de diseño.**

Material		Contribución				
	RAP	0%	15%	30%	45%	
	Grava 3/4"	32%	32%	25%	20%	
	Sello 3-A	29%	23%	22%	20%	
	Arena triturada	39%	30%	23%	15%	
Designación	Abertura (mm)	Abertura $\sqrt{0.45}$ (mm)	% Pasando			
			HMA Control	HMA 15%RAP	HMA 30%RAP	HMA 45%RAP
3/4"	19	3.76	100.0	100.0	100.0	100.0
1/2"	12.5	3.12	93.5	93.2	94.3	95.0
3/8"	9.5	2.75	88.7	88.1	89.5	90.4
No. 4	4.75	2.02	53.1	52.6	53.4	53.5
No.8	2.36	1.47	31.3	31.1	32.3	32.8
No.16	1.18	1.08	19.6	19.4	20.3	20.6
No.30	0.6	0.79	13.5	13.3	13.8	14.0
No.50	0.3	0.58	10.3	10.0	10.2	10.1
No.100	0.15	0.43	8.5	8.0	7.9	7.6
No.200	0.075	0.31	6.5	5.7	5.2	4.5

Fuente: elaboración propia.



**Figura 4- 14: Distribución granulométrica de las mezclas asfálticas diseñadas.**

Fuente: elaboración propia.

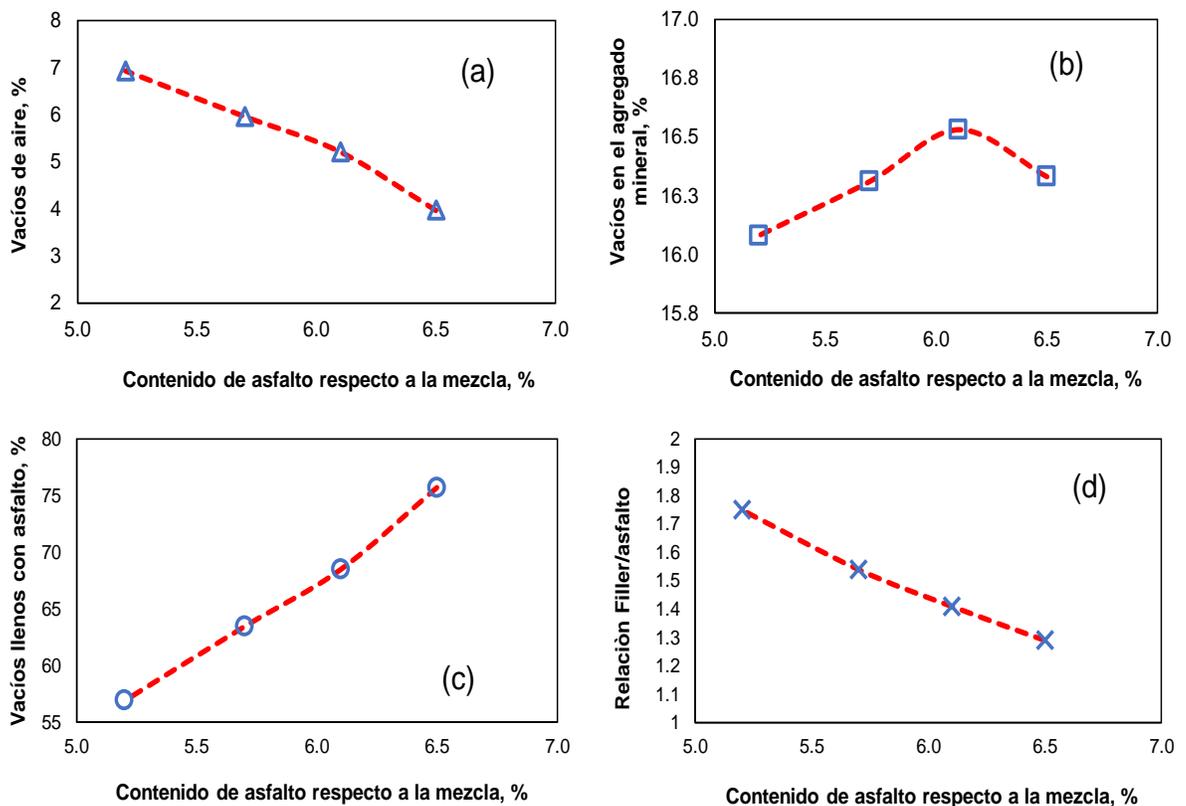
Como se puede observar en el gráfico superior, el arreglo de materiales utilizado arrojó como resultado la superposición casi exacta de las curvas granulométricas, únicamente con pequeñas diferencias en la cantidad requerida de “filler” (material que pasa el tamiz No.200), el cual, aumenta ligeramente conforme disminuye la presencia de material fresado, ya que este último es muy fino y, por ende, se requiere añadir grandes cantidades de arena triturada para compensar la reducción de RAP en la mezcla.

#### 4.3.2 Determinación del contenido de asfalto para lograr $4 \pm 0.1$ % vacíos aire

La mezcla asfáltica de referencia (0% RAP) fue la primera en ser diseñada haciendo uso de una metodología bien definida como lo es AASHTO R35, cuyos gráficos habitualmente empleados para seleccionar el contenido óptimo de asfalto se obtienen posterior a un proceso experimental iterativo que parte de calcular la relación existente entre la gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ) y bruta compactada ( $G_{mb}$ ) de especímenes fabricados con un contenido de asfalto inicial, el cual, es ajustado a medida que los vacíos de aire convergen o defieren del volumen deseado en la mezcla.

En este sentido, la Figura 4- 15(a) presenta el comportamiento del volumen de vacíos de aire de la mezcla sin RAP en función de los distintos porcentajes de asfalto utilizados. Con base en estos resultados, el contenido óptimo de asfalto se fijó de 6.5% con respecto al peso total de la mezcla o bien de 7.0% con respecto a la masa de agregado pétreo.

Esta cantidad de asfalto señalada como “óptima” logró la propiedad volumétrica más importante por cumplir: 3.97 por ciento de volumen de vacíos de aire. Por otro lado, los datos adicionales que se muestran en la Figura 4- 15 (b), (c) y (d) exponen la sensibilidad en el valor final de los vacíos en el agregado mineral (VAM), vacíos llenos con asfalto (VFA) y la proporción de polvo (Dp) cuando ocurren cambios en el contenido de asfalto.



**Figura 4- 15: Gráficos de diseño para la selección del contenido óptimo de asfalto en la mezcla de referencia.**

Fuente: elaboración propia.

El resto de las mezclas recicladas fueron diseñadas a partir de cuatro/cinco porcentajes de prueba tomando como referencia inicial el contenido de asfalto

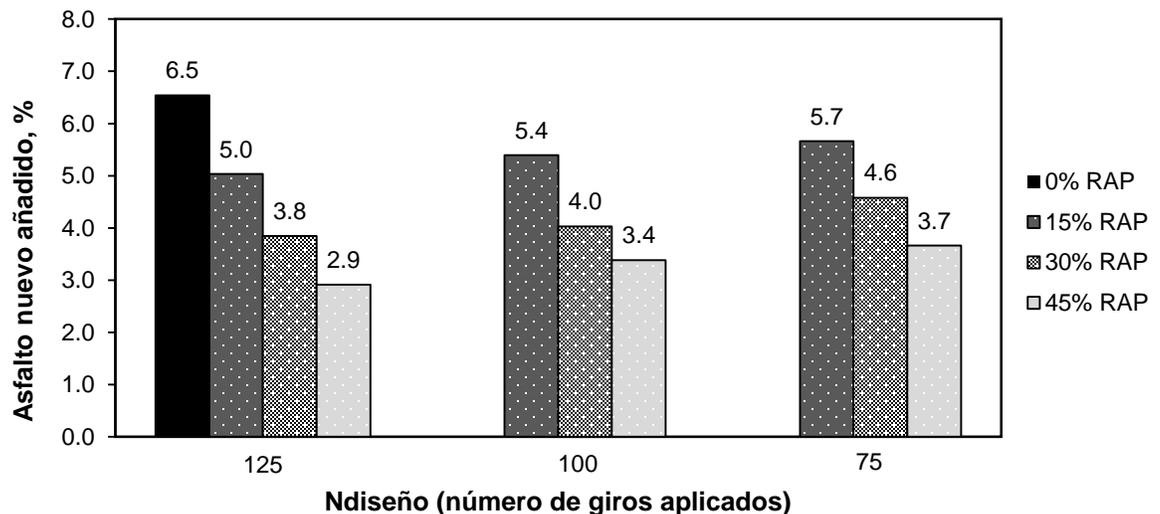
óptimo calculado para la mezcla 100% nueva. Una parte de las probetas involucradas en esta fase de la campaña de experimentos se exhibe en la Figura 4- 16.



**Figura 4- 16: Probetas fabricadas durante la etapa del diseño volumétrico (altura= 63.0 milímetros y diámetro= 100 milímetros).**

Fuente: imagen capturada por el autor.

Por otro lado, en la Figura 4- 17 se comparan los porcentajes de asfalto nuevo que fue necesario añadir para cubrir los requerimientos volumétricos establecidos en cada combinación “Ngiros-%RAP”.



**Figura 4- 17: Contenido de asfalto añadido para alcanzar un volumen de vacíos de aire de  $4\pm 0.1\%$ .**

Fuente: elaboración propia.

La imagen superior revela una fuerte reducción en la cantidad de asfalto dosificado conforme la participación de RAP en la mezcla se multiplica. Estos resultados son producto de incorporar un material que ya se encuentra cubierto por una gruesa película de asfalto, la cual, al entrar en contacto con el asfalto y agregado caliente, tiende a activarse y empezar a fluir su estrato más expuesto, de modo que este asfalto extra contribuye a rellenar los espacios dentro del sistema trifásico. El rango en la concentración de asfalto varía entre 6.5% en el caso de la mezcla de referencia (0% RAP) hasta 2.9% para la mezcla con 45% de material reciclado y compactada con 125 giros. Los importantes ahorros en la cantidad de asfalto nuevo eliminado en las mezclas recicladas versus la mezcla sin material fresado oscilan entre 12 y 55%, tornándose cada vez más significativos a medida que el esfuerzo de compactación aumenta.

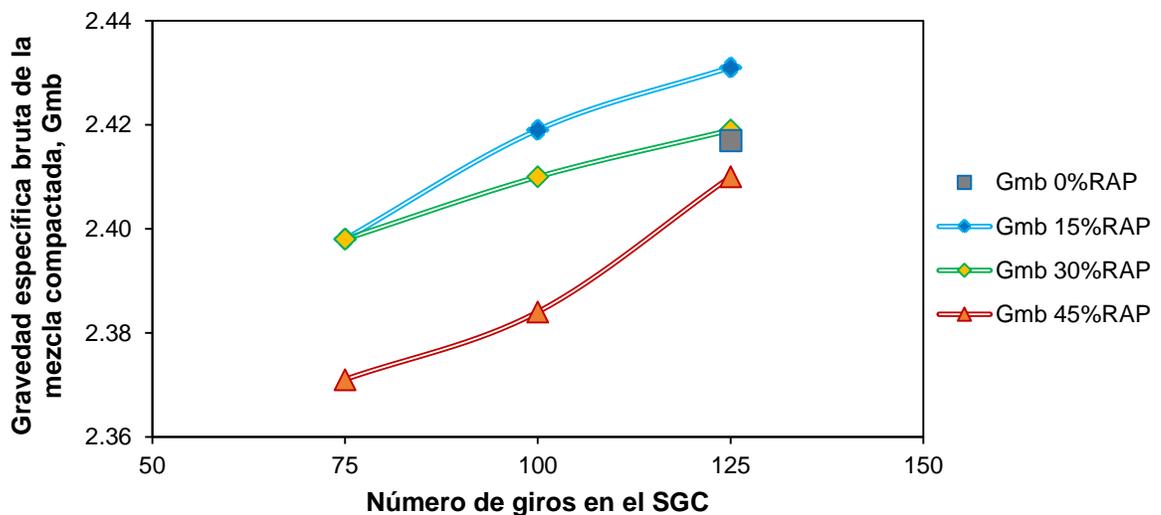
Estos beneficios, sin duda, podrían traducirse en mayores espesores de carpeta asfáltica considerando aumentar la vida útil del pavimento o bien, un mayor número de kilómetros de la red intervenidos con el mismo presupuesto. A la postre, los contenidos de asfalto determinados en esta etapa serían utilizados en la elaboración de los especímenes con y sin aditivo rejuvenecedor sometidos a las pruebas de desempeño mecánico.

Finalmente, los gráficos inferiores presentan una visión general de los resultados obtenidos en las pruebas de densidad que definieron el contenido óptimo de asfalto para cada mezcla diseñada, es decir, la gravedad específica bruta compactada ( $G_{mb}$ ) y la gravedad específica teórica máxima ( $G_{mm}$ ). De los resultados mostrados en la Figura 4- 18 podemos destacar que, para cualquier esfuerzo de densificación analizado, los concretos asfálticos fabricados con 45% de RAP presentan las densidades más bajas, lo que denota nuevamente la elevada rigidez del asfalto envejecido y su efecto en la dificultad para compactar la mezcla asfáltica, situación que se vuelve más evidente en la mezcla compactada con 75 giros.

La tendencia observada no es inesperada, ya que a medida que se incrementa la cantidad de RAP, pero la temperatura de compactación permanece constante, es de esperarse que exista un incremento en la viscosidad final del

asfalto combinado (interacción asfalto nuevo + oxidado). Así pues, este endurecimiento físico dista bastante de proveer las condiciones de fluidez y lubricidad encontradas en el asfalto de proyecto, resultando de esta manera en un medio con menor habilidad para generar el movimiento y orientación (acómmodo) de las partículas de agregado pétreo durante el desarrollo de la densificación. Por el contrario, las mezclas elaboradas con 15 y 30% de material fresado, lograron los valores de compacidad más elevados al término de la compactación a 125 giros, llegando inclusive, en el caso de la mezcla compactada a 100 giros con 15% de RAP a presentar una densidad por encima a la alcanzada por la mezcla virgen.

Esta condición podría deberse a los cambios no tan abruptos en la viscosidad final de los ligantes que interactúan en las mezclas conformadas por tasas bajas e intermedias de pavimento asfáltico recuperado. Además, estas mezclas guardan en su composición alrededor de 20% más polvo mineral “filler”, el cual, ayuda a rellenar los espacios y, por ende, facilita obtener estructuras más compactas. En este sentido, también es importante señalar que disminuir el número de giros y lograr los mismos vacíos de aire, obliga a cubrir los espacios disponibles con más asfalto, siendo este último, mucho menos denso que el agregado mineral que ocupa ese volumen en las mezclas compactadas con mayores energías de densificación.

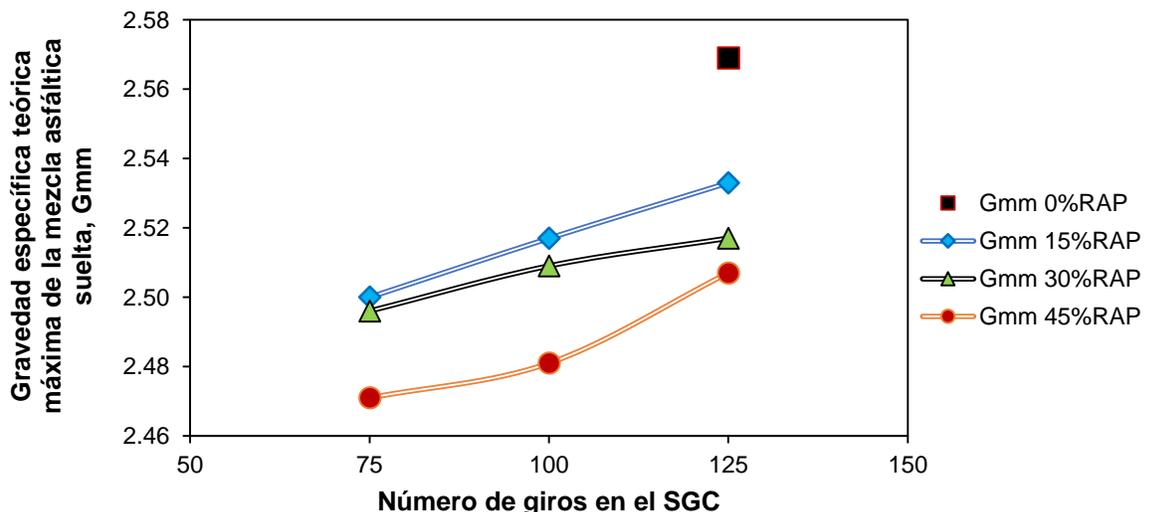


**Figura 4- 18: Efecto de la compactación en la gravedad específica bruta de la mezcla compactada ( $G_{mb}$ ).**

Fuente: elaboración propia.

Ahora bien, la Figura 4- 19 permite visualizar el efecto de sustituir material basáltico nuevo por material reciclado. Esta modificación en los componentes de la mezcla asfáltica propicia un cambio importante en la gravedad específica teórica máxima, la cual, decrece drásticamente conforme el contenido de RAP y asfalto aumentan. El comportamiento anterior, es atribuido a la menor densidad de los materiales fresados. Sumado a lo anterior, incrementos en el contenido de asfalto dan como resultado aumentos significativos en el volumen del material, pero impactando muy poco en la ganancia de masa del mismo, en consecuencia, se obtienen menores densidades.

Adicionalmente, de estos resultados emerge una tendencia lineal en la dispersión de los datos pertenecientes a las mezclas con 15% de RAP. Este comportamiento se distorsiona ligeramente a medida que se aleja de la condición original (0%RAP), lo cual, refleja la inevitable variabilidad que existe en la composición del pavimento asfáltico recuperado, principalmente, en lo referente a granulometría y contenido de asfalto, características que influyen directamente en la propiedad estudiada, pero ambas imposibles de controlar y dosificar al nivel ejecutado en la mezcla control.



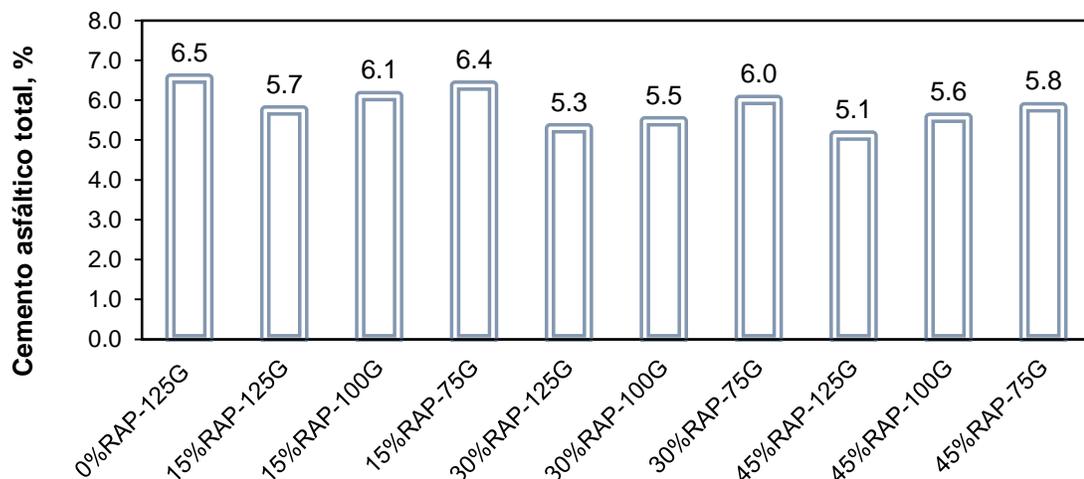
**Figura 4- 19: Efecto del contenido de asfalto utilizado para calcular la gravedad específica teórica máxima de la mezcla suelta ( $G_{mm}$ ) en función del número de giros aplicado.**

Fuente: elaboración propia.

El patrón observado en la figura superior es bastante consistente con los resultados normalmente obtenidos en mezclas fabricadas con materiales 100% nuevos. Por lo tanto, cuando la homogenización y manejo del RAP es el adecuado, podría considerarse el cálculo de esta propiedad mediante las ecuaciones de predicción ya existentes y ampliamente utilizadas en el diseño volumétrico de mezclas vírgenes, reduciendo así, la cantidad de tiempo invertido en ensayos de laboratorio, ya que al final del análisis deben ser los resultados de las pruebas mecánicas los que dicten el diseño final de la mezcla

#### 4.3.3 Cálculo de las propiedades volumétricas.

El efecto de la compactación en las propiedades volumétricas resultantes se estudió a partir del análisis en los vacíos en el agregado mineral (VAM), los vacíos llenos con asfalto (VFA), la proporción de polvo (Dp) y, por último, el espesor aparente de la película de asfalto (AFT). Empleando para su cálculo, las ecuaciones 3.7-3.20, las cuales fueron alimentadas con la información desplegada en la Figura 4- 20 y Tabla 4- 17.



**Figura 4- 20: Porcentaje de asfalto total en la mezcla (nuevo + asfalto oxidado).**  
Fuente: elaboración propia.

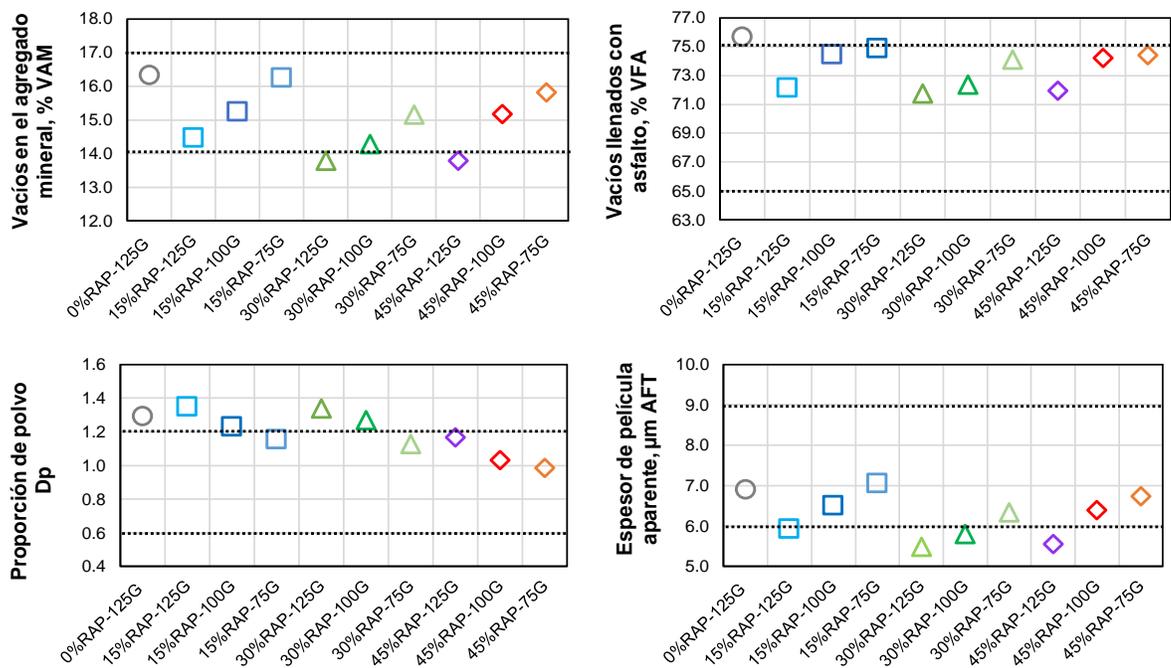
En el Capítulo 3 “Metodología” apartado 3.3.3 “Cálculo de las propiedades volumétricas”, se puede encontrar detalladamente la obtención y significado de las propiedades que a continuación se presentan.

**Tabla 4- 17: Variables de entrada para el cálculo de VAM, VFA, DP y AFT.**

Propiedad:	Mezcla patrón	Mezcla asfáltica reciclada 15% RAP				Mezcla asfáltica reciclada 30% RAP			Mezcla asfáltica reciclada 45% RAP		
	125 giros	125 giros	100 giros	75 giros	125 giros	100 giros	75 giros	125 giros	100 giros	75 giros	
$G_{sb}$ Ec. 3.7	2.701		2.680			2.657			2.653		
$G_{se}$ Ec. 3.8 $G_{seRAP}$ Ec.3.9	2.818		2.794			2.770			2.746		
$G_{mm}$ ASTM D2041	2.517	2.533	2.517	2.500	2.517	2.509	2.496	2.507	2.481	2.471	
$G_{mb}$ ASTM D2726	2.417	2.431	2.419	2.398	2.419	2.410	2.398	2.410	2.384	2.371	
$V_a$ Ec. 3.11	3.97	4.03	3.89	4.08	3.90	3.95	3.93	3.87	3.91	4.05	
$P_s$ Ec. 3.10	93.50	94.30	93.90	93.60	94.70	94.50	94.00	94.90	94.40	94.20	
$G_b$ ASTM D70	1.025										
$P_{ba}$ Ec. 3.13	1.58		1.56			1.57			1.31		
$P_{be}$ Ec. 3.14	5.03	4.23	4.63	4.94	3.81	4.01	4.52	3.86	4.36	4.57	
$P_{asa}$ No.200	6.50		5.70			5.10			4.50		
$VBA$ Ec. 3.19	2.97	3.08	3.04	2.80	2.62	2.59	2.80	2.07	1.76	1.65	
$VB$ Ec. 3.18	15.33	13.52	14.40	14.97	12.51	12.93	14.04	11.99	13.02	13.42	
$VBE$ Ec. 3.17	12.36	10.43	11.35	12.17	9.89	10.34	11.24	9.92	11.26	11.77	
$S_s$ Ec. 3.20	7.92		7.68			7.86			7.82		

Fuente: elaboración propia.

Una vez procesada la información anterior, la Figura 4- 21 compara los resultados obtenidos contra las recomendaciones estipuladas en NCHRP-673 y su variación dentro de los límites permisibles (mostrados en líneas negras punteadas) para mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa nuevas. Por su parte, la Tabla 4- 18 resume las principales propiedades volumétricas de las mezclas asfálticas diseñadas.



**Figura 4- 21: Cumplimiento de las propiedades volumétricas versus recomendaciones NCHRP-673.**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 4- 18: Volumetría de las mezclas asfálticas diseñadas.**

HMA-ID	Propiedad			
	Ec. 3.10 VAM, %	Ec. 3.12 VFA, %	Ec. 3.15 DP	Ec. 3.16 AFT, µm
0%RAP-125G	16.33	75.67	1.29	6.9
15%RAP-125G	14.46	72.15	1.35	5.9
15%RAP-100G	15.24	74.46	1.23	6.5
15%RAP-75G	16.25	74.89	1.15	7.1
30%RAP-125G	13.78	71.75	1.34	5.5
30%RAP-100G	14.28	72.38	1.27	5.8
30%RAP-75G	15.16	74.11	1.13	6.3
45%RAP-125G	13.79	71.95	1.17	5.5
45%RAP-100G	15.17	74.23	1.03	6.4
45%RAP-75G	15.81	74.41	0.99	6.7

Fuente: elaboración propia.

Basándonos en los datos presentados, el estudio ha revelado una serie de tendencias generales. Tal como se esperaba, disminuir la energía de compactación en todos los casos permitió aumentar el espacio intergranular (VAM) disponible para alojar un mayor volumen de asfalto efectivo (VFA) y, por ende, contar con la

presencia de una película de asfalto (AFT) más gruesa. Independiente del porcentaje de RAP considerado en la mezcla, estos ligeros incrementos en los vacíos en el agregado mineral fluctúan entre 5 y 10%, los cuales a simple vista parecieran no ser tan significativos, sin embargo, cuando su efecto es evaluado en el espesor aparente de la película de asfalto, se observan importantes aumentos en esta propiedad. De esta manera, al reducir a 75 el número de giros durante el diseño volumétrico, se logró obtener una película efectiva de asfalto hasta 18% más gruesa en comparación con las mezclas recicladas que fueron compactadas a 125 giros en el SGC. Si bien, los resultados de AFT para 100 y 75 giros se encuentran dentro de las recomendaciones (a excepción de la mezcla con 30% RAP), estos espesores de película aún difieren bastante de los valores deseados (8 o 9  $\mu\text{m}$ ).

Por su parte, ninguna de las mezclas recicladas compactadas a 125 giros consiguió los espesores de película mínimos. Es importante reiterar que la propiedad anterior está fuertemente relacionada con la durabilidad de la mezcla asfáltica, por lo que contenidos tan pobres de asfalto (gobernados por la alta energía de compactación) podrían desencadenar prematuramente problemas de fatiga y agrietamiento.

Adicionalmente, aplicar altos esfuerzos de densificación (125 giros) tiende aproximar el valor del VAM al límite inferior y, en el caso de las mezclas con 30 y 45% de RAP, a situarlo por debajo de este. El escenario anterior de ninguna manera es favorable, ya que denota el escaso volumen disponible para incorporar el ligante asfáltico, es decir, el sistema se encuentra muy cerrado, lo cual nuevamente podría dar como resultado mezclas asfálticas demasiado “secas” con problemas de durabilidad, situación que se vuelve todavía más crítica al tratarse de mezclas fabricadas con material fresado.

Contrariamente, pasar de 125 a 100 o 75 giros eleva los valores de VAM y VFA, pero en ningún caso se incumple con los valores máximos de referencia. Lo anterior, promueve el diseño de mezclas con RAP ricas en asfalto sin perder sus puntos de contacto (fricción interna), ocasionando un impacto favorable en el desempeño a corto (roderas) y largo plazo (fatiga).

Una vez más, el gráfico de la proporción de polvo ( $D_p$ ) revela la cantidad de asfalto tan limitada que permite añadir la compactación a 125 y 100 giros, ya que bajo esta densificación no se produce una adecuada relación filler-asfalto efectivo, alejándose del rango ideal a medida que el porcentaje de RAP disminuye en la mezcla. Este fenómeno, además de la restricción en el volumen de vacíos aprovechable, se atribuye también, a la gran cantidad de arena presente en las mezclas con 15 y 30% de material fresado.

Además, las mezclas anteriores presentan mayor superficie específica ( $S_s$ ) y absorción de asfalto ( $P_{ba}$ ), por lo que es de esperarse que el asfalto no absorbido o remanente no logre compensar tanto filler en la estructura del mastic. Este desequilibrio puede desencadenar una disminución en la flexibilidad y elasticidad de las mezclas más compactas, ya que altos valores de proporción de polvo indican incrementos en la rigidez adicionales a los ya generados por la presencia de asfalto oxidado. No obstante, esta situación parece mitigarse diseñando con 75 giros. Ninguna de las mezclas fabricadas con 45% de material fresado presentó inconvenientes en el cumplimiento de la proporción de polvo.

Bajo este escenario de análisis, podría pensarse que las mezclas recicladas que satisfactoriamente cumplen con todos los requisitos volumétricos (15%RAP-75G, 30%RAP-75G, 45%RAP-100G y 45%RAP-75G) poseen mejores características en comparación con la mezcla de referencia (0%RAP-125G), ya que esta última no cumple con la proporción de polvo ( $D_p$ ) ni los vacíos rellenos con asfalto (VFA).

No obstante, es importante tomar con cautela estos resultados, dado que, estos parámetros de diseño por años han sido empíricamente correlacionados con el desempeño en campo, pero únicamente validados en mezclas asfálticas elaboradas con materiales totalmente nuevos, por lo que el cumplimiento de las propiedades volumétricas no es suficiente evidencia para garantizar el correcto desempeño de las mezclas recicladas.

#### 4.3.4 Curvas de densificación.

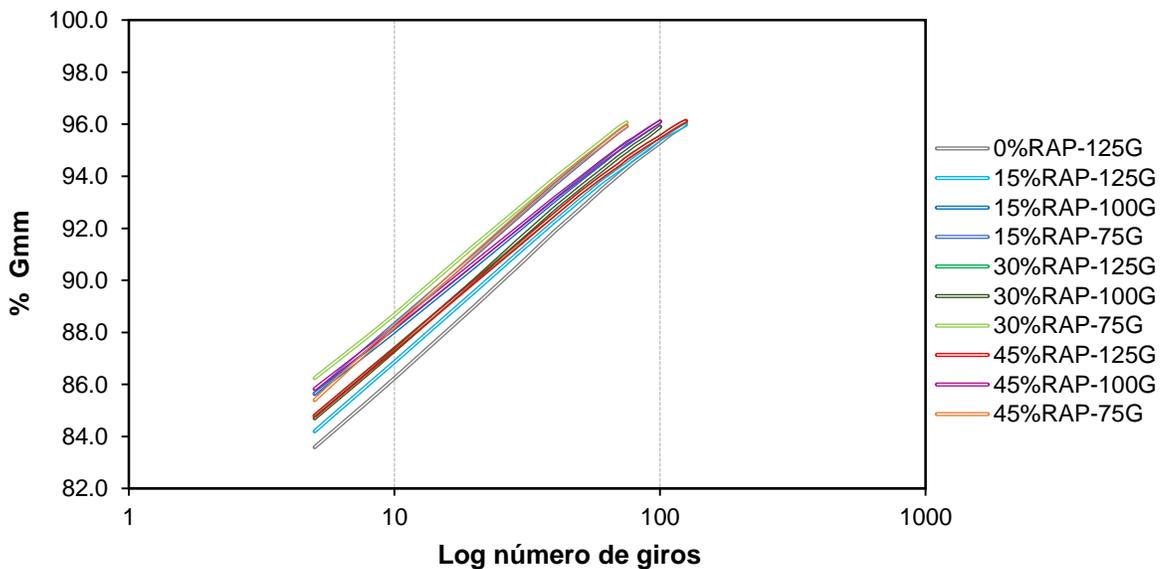
Tal como se describió en la Metodología (Capítulo 3) apartado 3.3.4 “*Curvas de densificación*”, el parámetro de laboratorio utilizado para analizar la compactibilidad de las mezclas asfálticas recicladas fue la pendiente de densificación (k), cuyo valor se exhibe en la Tabla 4- 19 y fue calculado a partir de la Figura 4- 22.

**Tabla 4- 19: Pendiente de compactación (k).**

HMA ID	Pendiente de compactación
	Valor k
0%RAP-125G	10.6
15%RAP-125G	11.2
15%RAP-100G	9.8
15%RAP-75G	7.6
30%RAP-125G	11.7
30%RAP-100G	9.2
30%RAP-75G	7.9
45%RAP-125G	11.6
45%RAP-100G	10.0
45%RAP-75G	7.5

\*Temperatura de compactación= 165±2°C

Fuente: elaboración propia.



**Figura 4- 22: Porcentaje de la gravedad específica teórica máxima (G<sub>mm</sub>) alcanzado al final de cada giro.**

Fuente: elaboración propia.

Comparando los datos de la tabla superior se observa que la pendiente de compactación “ $k$ ” alcanza progresivamente su máximo valor conforme se mantiene una alta energía de densificación (125 giros) y el porcentaje de RAP en la mezcla aumenta. Estos resultados indican que las estructuras más densificadas y conformadas por elevados porcentajes de material fresado desarrollarán en campo mayor resistencia a los esfuerzos cortantes y, por ende, acumularán las deformaciones permanentes más pequeñas. Bajo este escenario de análisis, es de esperarse que una vez tendida y compactada la fórmula de trabajo de la mezcla sin RAP, esta sea la más deformable de todas las mezclas replicadas en obra cuyo diseño estuvo sujeto a 125 giros en el SGC.

Ahora bien, cuando las mezclas con 15, 30 y 45% de RAP son densificadas aplicando 100 giros, existen decrementos en el valor de la pendiente de 12, 27 y 16%, respectivamente. Esto significa que el método empleado considera que disminuir la energía de compactación en 25 giros implicará un mayor volumen disponible por comprimir durante las aplicaciones de carga, por lo tanto, estima que se presentarán ahuellamientos ligeramente superiores.

Por otro lado, al analizar los resultados obtenidos empleando 75 giros, se puede apreciar que las pendientes de compactación de las mezclas recicladas caen abruptamente a valores del orden de 7.5 a 7.9, lo cual, de acuerdo con la metodología adoptada, se puede traducir en manifestar 26 a 30% más de profundidad de rodera una vez colocada en un pavimento abierto al tránsito con respecto a la mezcla control (0% RAP – 125 giros). Contrario a los casos anteriores, en este escenario de densificación, los valores  $k$  obtenidos advierten que incrementar la proporción de material fresado afectará negativamente el desempeño de la mezcla asfáltica.

Sumado a lo anterior, para este nivel de compactación (75 giros), pareciera que la presencia de una granulometría que se vuelve cada vez más fina conforme la tasa de material fresado aumenta, también contribuye a reducir la resistencia global (expresada en términos del valor  $k$ ), ya que se sustituye agregado mineral nuevo de alta calidad por material redondeado con menos fricción interna.

A partir de la premisa anterior, el método adoptado asume que tender y compactar con un esfuerzo de densificación tan bajo un material cuya rigidez es bastante alta (asfalto envejecido) no generará en obra las condiciones de compacidad adecuadas, por lo que el tránsito actuante terminará por comprimir la porción más importante del volumen que la compactación por sí sola no logró reducir, resultado así, en una mezcla más propensa a sufrir deformaciones plásticas, por lo que se podría decir que la pendiente de compactación no fue sensible a cambios en el contenido de asfalto añadido, tal como ya ha sido reportado en otros estudios (Anderson *et al.*, 2002; Leiva, 2007).

En general, la pendiente de compactación  $k$  fue sensible a variaciones en la energía de densificación obviamente, al porcentaje de RAP en la mezcla, a la granulometría y al tipo de agregado. Empero, no hay que perder de vista que los resultados derivados de este tratamiento de los datos y su correlación empírica con el desempeño en campo que podría esperarse han sido medianamente reconocidos en mezclas asfálticas fabricadas con materiales vírgenes. Por lo tanto, el comportamiento teóricamente explicado en los apartados superiores, debe ser corroborado con ensayos de desempeño tanto en laboratorio como en campo.

#### **4.4 Pruebas de simulación y comportamiento mecánico.**

El comportamiento mecánico de las mezclas recicladas se estudió bajo la óptica de dos pruebas de desempeño; por un lado, la Rueda Carga de Hamburgo fue utilizada para estimar la propensión a la deformación permanente y, por el lado otro, el índice de flexibilidad determinado a partir de ensayos de energía de fractura aportó información valiosa para evaluar el potencial de agrietamiento. Estos ensayos permitieron caracterizar de manera cualitativa la rigidez y flexibilidad de las mezclas diseñadas.

##### **4.4.1 Elaboración de los especímenes de prueba.**

Todas las mezclas asfálticas fueron fabricadas empleando medios mecánicos con ciclos de mezclado de 180 segundos y añadiendo el pavimento

asfáltico recuperado a temperatura ambiente. La acción anterior estuvo orientada en simular las condiciones de elaboración de una mezcla asfáltica reciclada en caliente utilizando una planta de producción continua de doble barril y mezclado posterior o bien, mediante una planta de producción discontinua de tipo gravimétrico, comúnmente denominadas “bachas”. Por su parte, las temperaturas de mezclado y compactación se fijaron de  $175\pm 2$  y  $163\pm 2^\circ$  C, respectivamente, tanto para las mezclas sin aditivo como para las mezclas con rejuvenecedor.

Los concretos asfálticos sometidos a las pruebas de desempeño mecánico se compactaron con un objetivo de vacíos de aire de  $7\pm 1\%$  y con una geometría de 150 milímetros de diámetro por 50 milímetros de altura, posterior a un envejecimiento a corto plazo. Las variables consideradas en cada mezcla estudiada, así como el número de especímenes utilizados en cada ensayo se resumen en la Tabla 4- 20 y Tabla 4- 21, respectivamente.

**Tabla 4- 20: Variables consideradas en la composición de las mezclas asfálticas sometidas a las pruebas de desempeño.**

Número de mezcla	HMA-ID	% RAP	Ngiros	% Rejuvenecedor	% C.A	Asfalto (PG)
1	0RAP-125G	0	125		6.5	
2	15RAP-125G		125		5.0	
3	15RAP-100G	15	100		5.4	
4	15RAP-75G		75		5.7	
5	30RAP-125G		125	0	3.8	76-22
6	30RAP-100G	30	100		4.0	
7	30RAP-75G		75		4.6	
8	45RAP-125G		125		2.9	
9	45RAP-100G	45	100		3.4	
10	45RAP-75G		75		3.7	
11	15RAP-125G-10A		125		5.0	
12	15RAP-100G-10A	15	100	10	5.4	64-28
13	15RAP-75G-10A		75		5.7	
14	30RAP-125G-15A		125		3.8	
15	30RAP-100G-15A	30	100	15	4.0	58-28
16	30RAP-75G-15A		75		4.6	
17	45RAP-125G-36A		125		2.9	
18	45RAP-100G-36A	45	100	36	3.4	40-28
19	45RAP-75G-36A		75		3.7	

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 4- 21: Probetas utilizadas en los ensayos de laboratorio.**

<b>Ensayo:</b>	<b>HWTT</b>	<b>I-FIT</b>
<b>HMA-ID</b>	<b>Número de probetas utilizadas</b>	
0RAP-125G	4	2
15RAP-125G	4	2
15RAP-100G	4	2
15RAP-75G	4	2
30RAP-125G	4	2
30RAP-100G	4	2
30RAP-75G	4	2
45RAP-125G	4	2
45RAP-100G	4	2
45RAP-75G	4	2
15RAP-125G-10A	4	2
15RAP-100G-10A	4	2
15RAP-75G-10A	4	2
30RAP-125G-15A	4	2
30RAP-100G-15A	4	2
30RAP-75G-15A	4	2
45RAP-125G-36A	4	2
45RAP-100G-36A	4	2
45RAP-75G-36A	4	2
<b>Suma</b>	<b>76</b>	<b>38</b>
<b>Total</b>	<b>114</b>	

Fuente: elaboración propia.

En total, 114 probetas fueron utilizadas para caracterizar en términos de rigidez y flexibilidad la mezcla de referencia, nueve mezclas recicladas sin aditivo y nueve mezclas recicladas con aditivo rejuvenecedor.

#### **4.4.2 Susceptibilidad a la deformación permanente y al daño por humedad.**

La información obtenida fue procesada de modo que permitiera obtener los gráficos clave en la evaluación de la resistencia a la deformación permanente cuando concretos asfálticos son sometidos a pruebas de simulación en rueda cargada de Hamburgo. Los resultados de laboratorio más relevantes se resumen en la Tabla 4- 22.

Al analizar los datos mostrados en la Figura 4- 23 se observa claramente una disminución en la profundidad de rodera conforme el contenido de RAP y la energía de compactación aumenta, debido principalmente a la rigidez aportada por el asfalto envejecido en combinación con el incremento de la fricción interna que desarrollan las estructuras más densificadas y con menos asfalto.

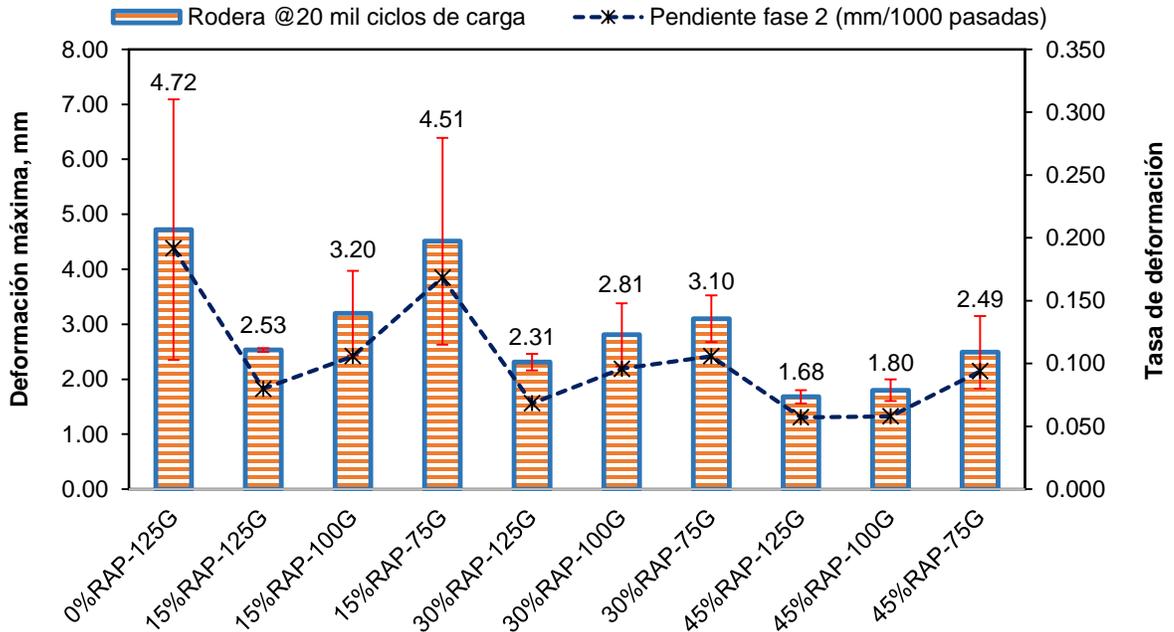
La situación anterior prevalece constante para todas las mezclas recicladas sin aditivo, las cuales, además, experimentan pendientes de flujo plástico hasta tres veces menores (45%RAP-125 giros) en comparación con la mezcla de referencia (0%RAP).

**Tabla 4- 22: Resultados ensayo de susceptibilidad a la deformación permanente en Rueda Cargada de Hamburgo (HWTT).**

HMA ID	Deformación máxima, mm	Pendiente de deformación, mm/1000 pasadas	RRI	Desgranamiento
0%RAP-125G	4.72	0.192	6283	N.P.
15%RAP-125G	2.53	0.080	8008	N.P.
15%RAP-100G	3.20	0.106	7480	N.P.
15%RAP-75G	4.51	0.168	6449	N.P.
30%RAP-125G	2.31	0.068	8181	N.P.
30%RAP-100G	2.81	0.096	7787	N.P.
30%RAP-75G	3.10	0.106	7559	N.P.
45%RAP-125G	1.68	0.057	8677	N.P.
45%RAP-100G	1.80	0.058	8583	N.P.
45%RAP-75G	2.49	0.094	8039	N.P.
15%RAP-125G-10A	3.91	0.146	6921	N.P.
15%RAP-100G-10A	5.43	0.204	5724	N.P.
15%RAP-75G-10A	5.86	0.222	5386	N.P.
30%RAP-125G-15A	3.15	0.111	7520	N.P.
30%RAP-100G-15A	5.49	0.208	5677	N.P.
30%RAP-75G-15A	4.81	0.172	6213	N.P.
45%RAP-125G-36A	3.24	0.110	7449	N.P.
45%RAP-100G-36A	6.41	0.274	4953	N.P.
45%RAP-75G-36A	3.93	0.148	6906	N.P.

N.P= no presentó desgranamiento (stripping).

Fuente: elaboración propia.



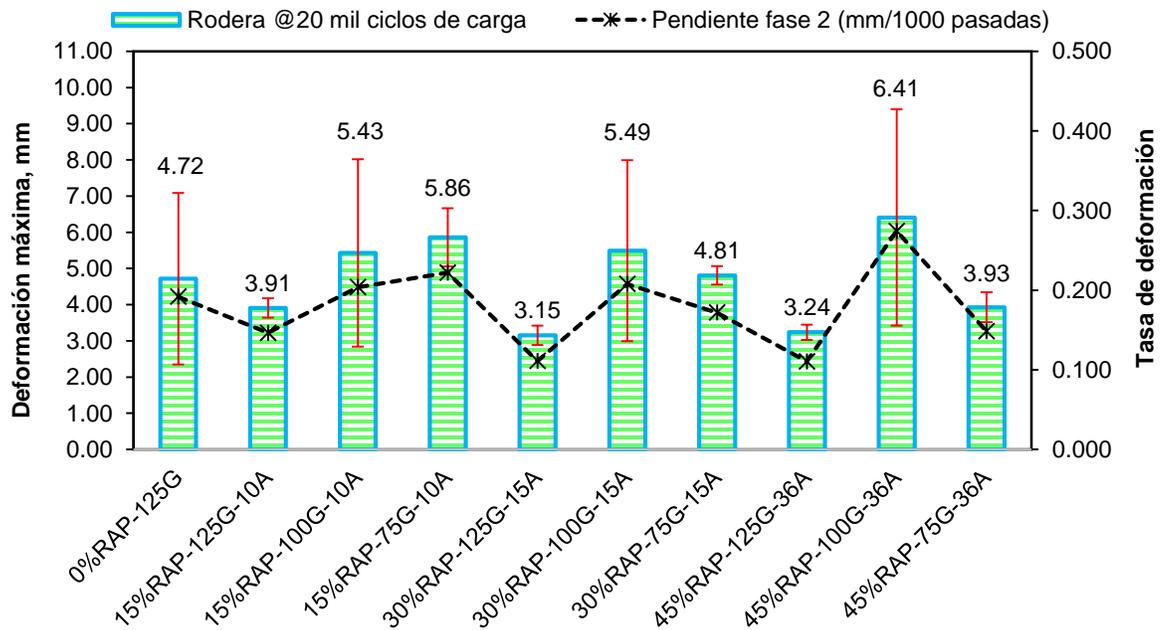
**Figura 4- 23: Resultados de la prueba de deformación permanente (mezclas asfálticas recicladas sin aditivo).**

Fuente: elaboración propia.

Del mismo modo, los resultados obtenidos en las mezclas recicladas con aditivo rejuvenecedor se comparan en la Figura 4- 24. Como se puede observar en el gráfico inferior, nuevamente se obtienen los mejores desempeños cuando las mezclas asfálticas son compactadas con 125 giros, manteniéndose en todos los casos las deformaciones máximas por debajo de la profundidad de rodadura experimentada por la mezcla de control (4.72 mm).

También, resulta evidente el papel clave que juega la adecuada activación y mezclado del asfalto envejecido presente en el RAP con el asfalto rejuvenecedor, dado que, las mezclas con aditivo alcanzaron deformaciones ligeramente superiores a las sufridas en las mezclas sin rejuvenecedor, pero aún así cumpliendo sobradamente con los estándares para considerarse de alto desempeño (<12.5 mm) a pesar de la utilización de asfaltos muy blandos con temperaturas críticas de falla muy cercanas o, inclusive, por debajo de la temperatura de prueba fijada en este estudio (50°C).

Contrario a lo esperado, las mezclas rejuvenecidas conformadas por 30 y 45% de RAP manifestaron mayores deformaciones cuando fueron compactadas a 100 giros en comparación con las mismas mezclas que fueron ensayadas aplicando 75 giros, rompiendo con la tendencia observada en los resultados anteriores. En ambos casos podría deberse a la naturaleza del ensayo que no siempre es capaz de discernir entre pequeños cambios en el contenido de asfalto y tratarse de la dispersión propia de los resultados o bien, debido a variaciones en la composición del RAP (granulometría y contenido de asfalto) empleado en la fabricación de esos especímenes de prueba.



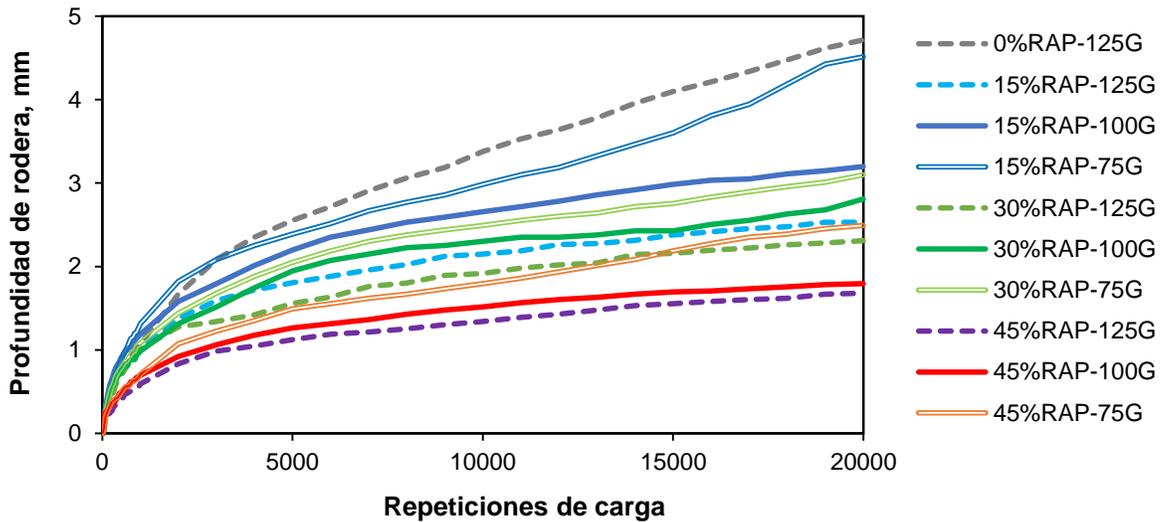
**Figura 4- 24: Resultados de la prueba de deformación permanente (mezclas asfálticas recicladas con aditivo rejuvenecedor).**

Fuente: elaboración propia.

Por su parte, la Figura 4- 25 y Figura 4- 26 sintetizan los datos recabados durante el desarrollo de la prueba, en ambos gráficos se presenta evidencia definitiva para aseverar que no existe daño por humedad o desgranamiento. A partir de estos datos, se puede observar que todas las mezclas experimentan únicamente dos fases; por un lado, la zona de post-compactación causada por la densificación que provee la rueda de acero en las primeras mil pasadas y, por el otro lado, la fase de flujo viscoso relacionada con la tasa de deformación permanente, la cual, en

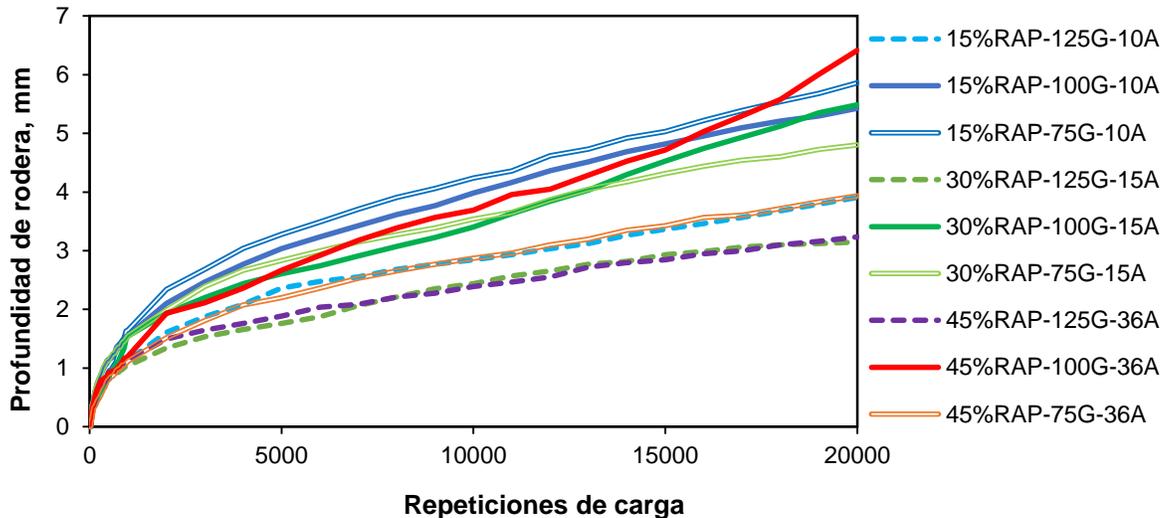
ningún caso presenta un cambio brusco en su curvatura advirtiendo el daño por humedad.

Lo anterior, encuentra explicación en los agregados pétreos de las mezclas elaboradas con RAP que son cubiertos por una doble película de asfalto, la cual, dificulta la penetración de agua en la estructura interna del agregado mineral reduciendo de esta manera la posibilidad de romper la unión entre el asfalto y la superficie del agregado.



**Figura 4- 25: Curvas de deformación obtenidas en pruebas de simulación en HWTT (mezclas recicladas sin aditivo)**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 4- 26: Curvas de deformación obtenidas en pruebas de simulación en HWTT (mezclas recicladas con aditivo rejuvenecedor)**

Fuente: elaboración propia.

En general, las mezclas fabricadas con asfalto rejuvenecido exhiben reducciones en el índice de resistencia a la deformación (RRI) en un rango de 14 a 44% con respecto a los especímenes elaborados únicamente con el asfalto de proyecto (PG 76-22). Bajo la óptica del parámetro RRI esto significa que las mezclas “aditivadas” podrían acumular hasta casi el doble de deformación permanente una vez que formen parte de un pavimento en servicio.

Por último, en la Figura 4- 27a y Figura 4- 27b se comparan las deformaciones plásticas causadas por la rueda de acero después de 20 mil ciclos de carga sobre las mezclas “45%RAP-125G” y “45%RAP-100G-36A”, respectivamente. El valor de la profundidad de rodera en ambos materiales representa la rigidez máxima y mínima encontrada por este medio de análisis. Esta misma figura es acompañada por fotografías de las probetas antes de ser ensayadas (ver Figura 4- 27c y Figura 4- 27d).



**Figura 4- 27: Ejemplo de probetas destruidas en la Rueda Cargada de Hamburgo.**  
Fuente: elaboración propia.

#### 4.4.3 Determinación del potencial de agrietamiento.

Posterior a la realización de la prueba de agrietamiento y al análisis de las curvas carga-deformación generadas, se procedió al cálculo de los parámetros más importantes para el estudio del comportamiento mecánico relacionado con la fisuración de la serie de probetas fabricadas con las diferentes tasas de RAP, número de giros y porcentaje de aditivo rejuvenecedor.

En la Tabla 4- 23 se comparan los valores promedio obtenidos en este ensayo de energía de fractura.

**Tabla 4- 23: Resultados de la prueba de potencial de agrietamiento I-FIT.**

HMA ID	Carga máxima (KN)	Módulo secante (KN/mm)	Trabajo disipado (KN*mm)	Energía fractura (J/m <sup>2</sup> )	Pendiente (KN/mm)	Índice de flexibilidad (FI)	C.O.V FI (%)
0%RAP-125G	2.09	1.30	4.40	1520	1.40	10.9	12.4
15%RAP-125G	2.22	1.57	4.71	1635	1.65	10.0	13.2
15%RAP-100G	2.83	1.40	4.64	1593	2.79	8.5	3.7
15%RAP-75G	2.32	1.49	5.39	1837	2.24	8.2	1.8
30%RAP-125G	3.33	2.13	4.04	1397	5.53	2.6	12.3
30%RAP-100G	3.30	2.16	4.15	1436	3.55	4.0	2.4
30%RAP-75G	3.30	2.00	5.03	1726	3.80	4.5	9.4
45%RAP-125G	2.72	1.94	2.90	998	6.21	1.6	13.4
45%RAP-100G	3.33	2.23	3.36	1138	6.22	1.8	9.8
45%RAP-75G	3.10	2.42	3.75	1268	5.48	2.3	6.6
15%RAP-125G-10A	1.97	1.40	4.25	1477	1.27	11.6	2.9
15%RAP-100G-10A	1.62	1.00	3.14	1098	1.30	11.3	16.2
15%RAP-75G-10A	1.68	1.12	3.59	1231	1.18	10.4	12.6

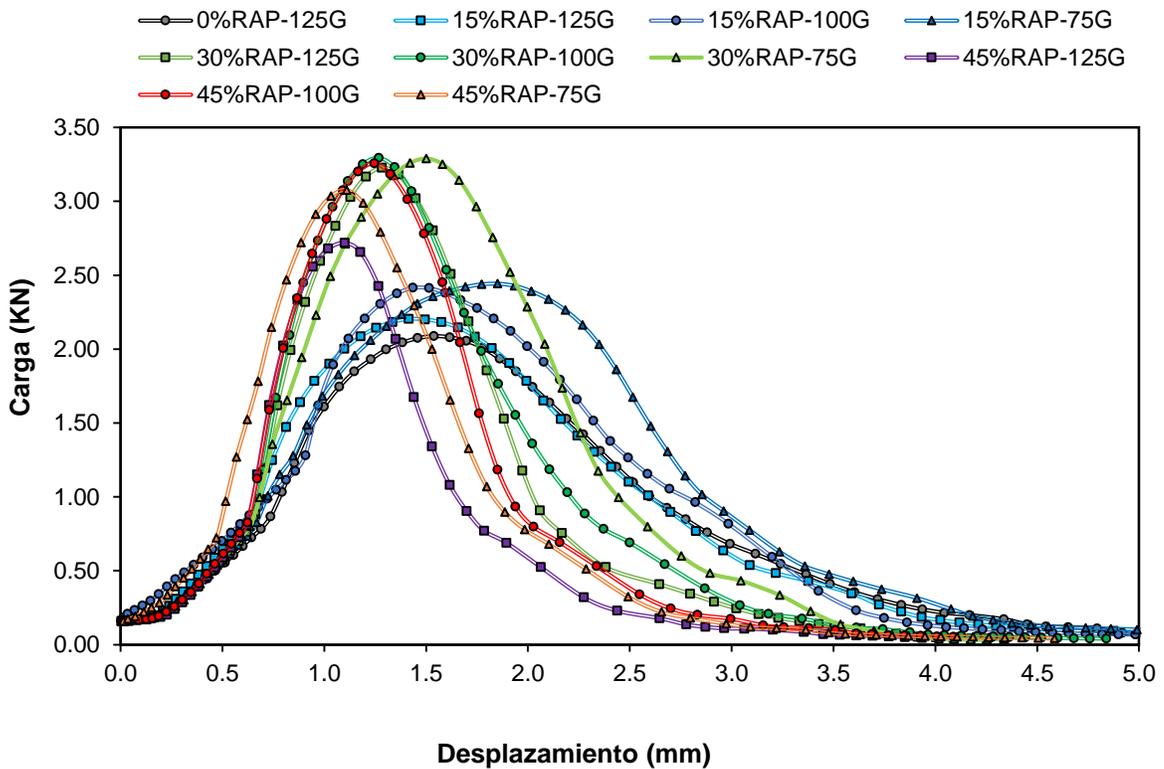
30%RAP- 125G- 15A	1.99	1.12	3.25	1110	2.05	5.5	12.2
30%RAP- 100G- 15A	1.77	1.49	3.22	1142	1.42	8.0	4.5
30%RAP- 75G-15A	1.78	1.10	3.32	1126	1.35	8.4	7.7
45%RAP- 125G- 36A	1.65	1.41	2.44	840	1.77	4.9	17.6
45%RAP- 100G- 36A	1.66	1.37	2.36	806	1.47	5.5	13.5
45%RAP- 75G-36A	1.44	1.08	3.00	1008	0.93	11.0	13.0

Fuente: elaboración propia.

En primer lugar, se puede apreciar que las mezclas sin aditivo que contienen 30 y 45% de RAP incrementaron notablemente su rigidez ya que lograron las cargas pico y los módulos elásticos más elevados. Sin embargo, las características anteriores estuvieron acompañadas de fuertes descensos de la curva carga-desplazamiento en la región post-pico (ver Figura 4- 28), causando aumentos significativos en el valor de la pendiente e índices de flexibilidad hasta 6 veces menores al alcanzado por la mezcla de referencia (0%RAP).

Esta información pone de manifiesto la enorme fragilidad, así como la insuficiente capacidad para soportar la fatiga y la mayor velocidad de propagación de grietas en mezclas con altos porcentajes de material fresado. Si bien, disminuir la energía de compactación en las mezclas sin aditivo provocó un ligero aumento en la flexibilidad, los desempeños conseguidos obtenidos se encuentran muy por debajo de lo esperado.

El descubrimiento anterior no es quizás tan sorprendente, dada la altísima rigidez exhibida por el asfalto envejecido en las pruebas de reología (clasificación PG, MSCR y LAS), la cual no termina por compensarse únicamente con pequeños cambios en el contenido de asfalto.



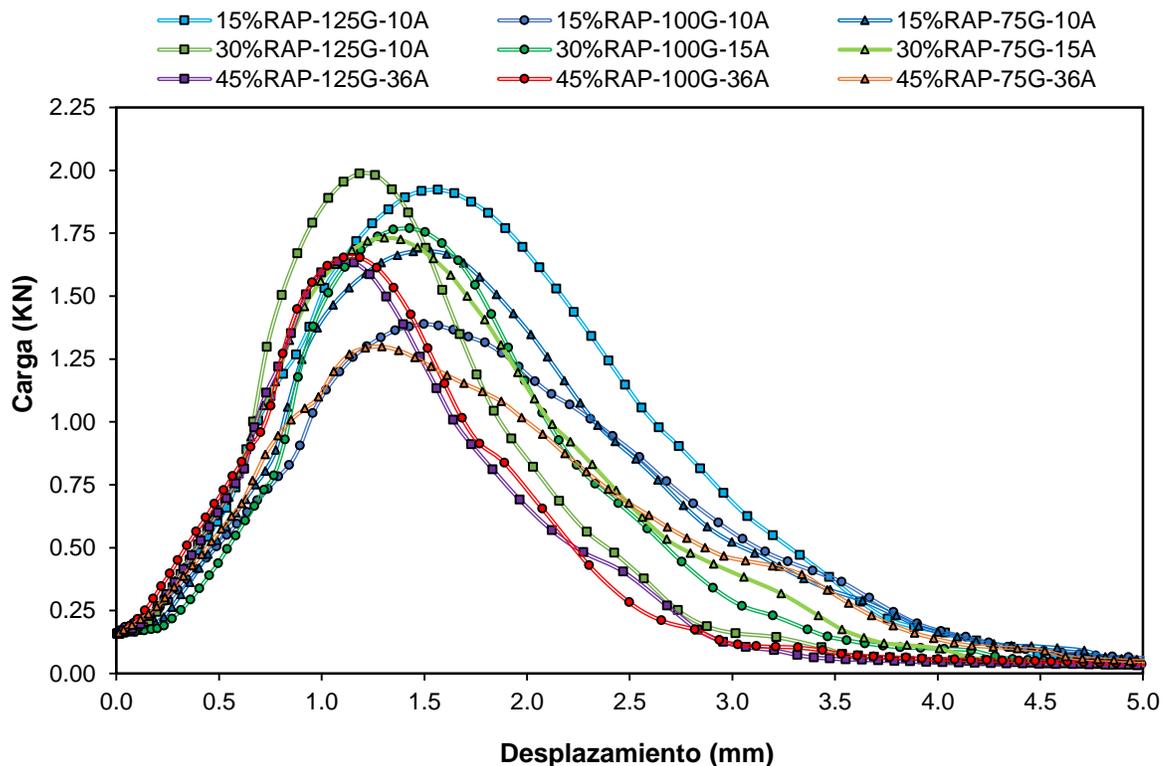
**Figura 4- 28: Curvas carga-desplazamiento (Mezcla patrón y mezclas recicladas sin aditivo).**

Fuente: elaboración propia.

También, los resultados de FI obtenidos en las mezclas sin rejuvenecedor con 15% de RAP compactadas a 100 y 75 giros fueron más bajos de lo esperado, ya que presentaron menor capacidad para soportar el agrietamiento aún cuando fueron dotadas de una película de asfalto más gruesa. A pesar de ello, ambas mezclas manifestaron una tenacidad bastante competente versus la mezcla de referencia y ligeramente inferior a la mezcla con 15% RAP compactada a 125 giros.

Basados en el comportamiento de las mezclas recicladas con aditivo mostrado en la Figura 4- 29, resulta evidente el efecto positivo del rejuvenecedor en la disminución del potencial de agrietamiento, ya que la utilización de asfaltos más flexibles permitió que las mezclas desarrollaran mayor capacidad de mantener unidos sus componentes incluso después de alcanzar su resistencia máxima. Lo anterior, se ve reflejado en el abatimiento de la pendiente de la curva carga-desplazamiento en la región post-pico. Esta ductilidad expresada en este estudio mediante el índice de flexibilidad se acrecentó considerablemente para todas las

combinaciones %RAP-Ndiseño, llegando inclusive a alcanzar desempeños superiores a la mezcla de referencia (0%RAP), tal es el caso de las mezclas "15%RAP-125G-10A", "15%RAP-100G-10A" y "45%RAP-75G-36A" cuyos valores de FI son 11.6, 11.3 y 11.0, respectivamente. Por su parte, los mejores resultados para las mezclas con aditivo y 30% de RAP en su composición se obtuvieron al aplicar 100 y 75 giros, cuyos valores de índice de flexibilidad son 8.0 y 8.4, respectivamente.

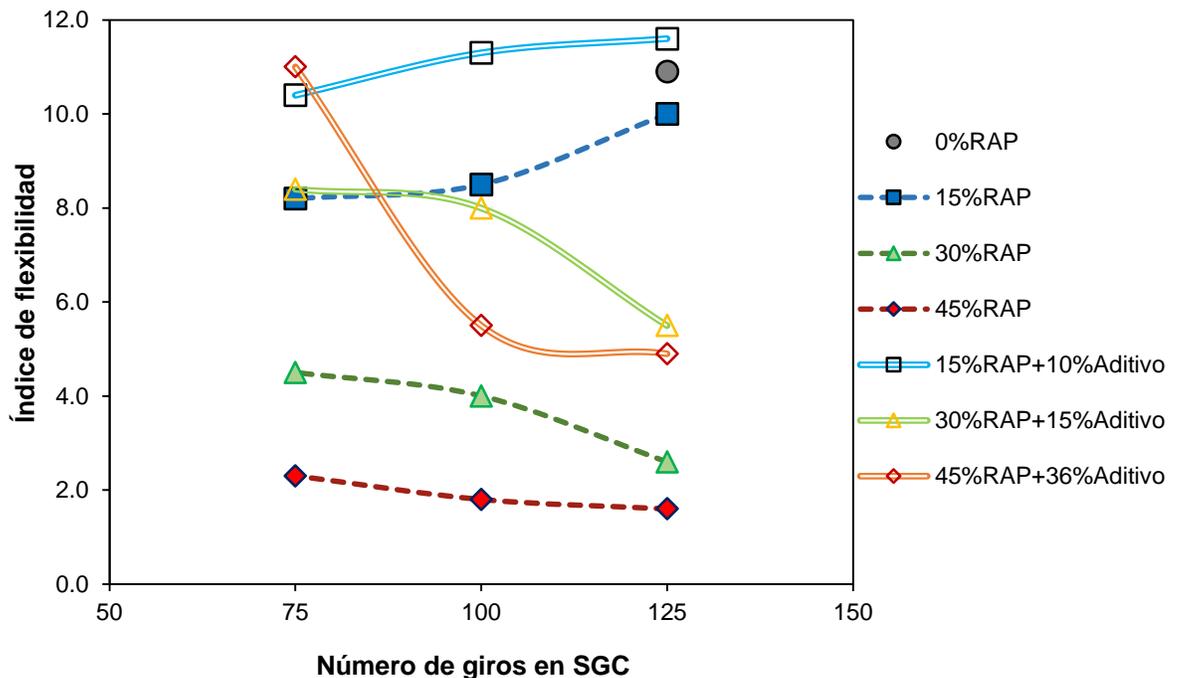


**Figura 4- 29: Curvas carga-desplazamiento (Mezclas recicladas con aditivo rejuvenecedor).**

Fuente: elaboración propia.

Sorprendentemente, las mezclas elaboradas con 15% de RAP y 10% de aditivo nuevamente evidencian un detrimento en su desempeño conforme la energía de compactación decrece, ya que cuando estas mezclas fueron compactadas con 100 y 75 giros se presentó una reducción en el índice de flexibilidad entre 2.5 y 10%, respectivamente, en comparación con la mezcla compactada a 125 giros.

Analizando los datos esquematizados en la Figura 4- 30 se puede observar que la influencia de la compactación en la prueba de potencial de agrietamiento adquiere mayor relevancia en las mezclas con aditivo rejuvenecedor y tasas altas e intermedias de RAP (45 y 30%), ya que para los mismos incrementos en el contenido de asfalto (gobernados por la reducción en el número de giros) se presentan en estas mezclas mayores saltos en el índice de flexibilidad con respecto a las mezclas asfálticas sin aditivo.



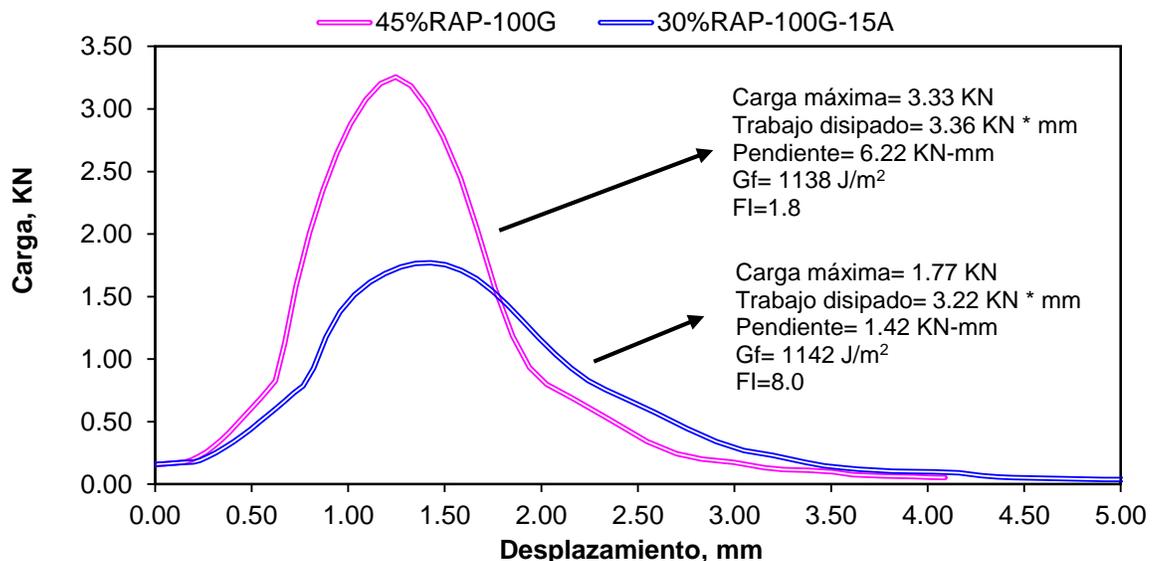
**Figura 4- 30: Comportamiento del índice de flexibilidad (FI).**

Fuente: elaboración propia.

Este comportamiento es un claro indicador de que la estrategia abordada (aumentar contenido de asfalto + rejuvenecedor) puede disminuir eficazmente la rigidez de las mezclas asfálticas fabricadas con hasta 45% de material fresado. De esta manera, es posible obtener concretos asfálticos mucho más dúctiles con habilidades mejoradas para disipar lentamente la energía y soportar desplazamientos de rotura más grandes, lo cual, se traduce en mayor vida a figa en comparación con las mezclas recicladas sin aditivo.

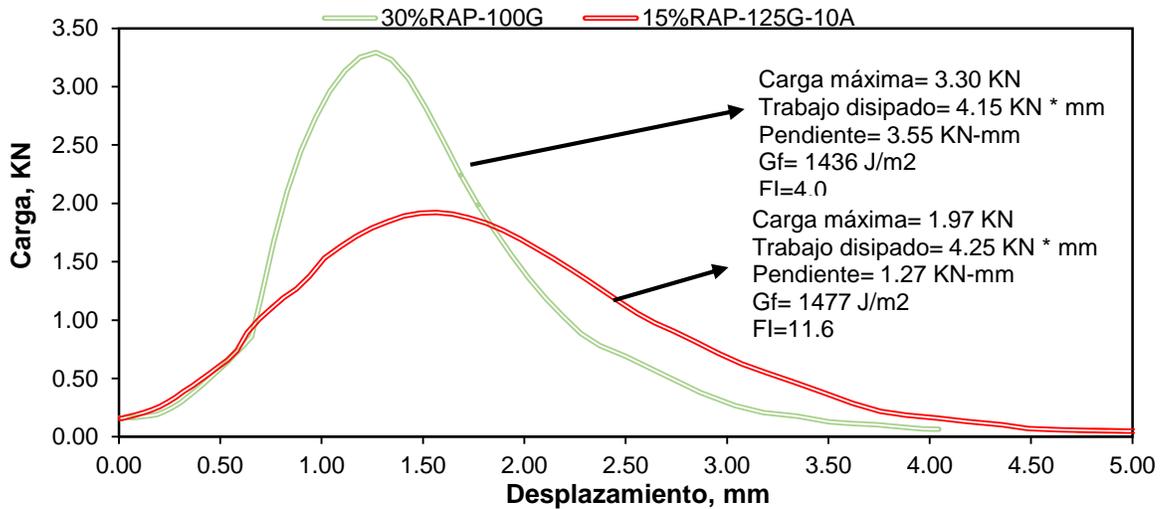
Adicionalmente, estos resultados revelan que la utilización de la energía de fractura como único criterio de evaluación podría no ser suficiente para discernir el verdadero potencial de agrietamiento entre las diferentes mezclas asfálticas analizadas, dado que, algunos concretos asfálticos presentan numéricamente la misma resistencia, pero poseen un comportamiento inverso en la carga máxima y pendiente en el descenso de la curva post-pico, resultando así, en energías de fractura muy similares, pero con capacidades para soportar el agrietamiento totalmente opuestas.

En este contexto, se encuentran por ejemplo las mezclas “45%RAP-100G” (FI=1.8) y “30%RAP-100G-15A%” (FI=8.0), matemáticamente ambas con energía de fractura alrededor de los 1150 J/m<sup>2</sup>, pero al mismo tiempo, con diferencias en el índice de flexibilidad hasta por encima del 300%. De igual manera, las mezclas “30%RAP-100G” (FI=4.0) y “15%RAP-125G-10A%” (FI=11.6), presentan energías de fractura que oscilan cerca de los 1450 J/m<sup>2</sup>, pero a su vez, con discrepancias en el índice de flexibilidad superiores a 7 unidades. Esta situación se explica gráficamente en la Figura 4- 31 y Figura 4- 32, en las cuales, se compara el comportamiento de las mezclas antes mencionadas durante el desarrollo de la prueba I-FIT.



**Figura 4- 31: Comparativa potencial de agrietamiento entre dos mezclas con la misma energía de fractura “Gf”, pero diferente índice de flexibilidad “FI”, 1.**

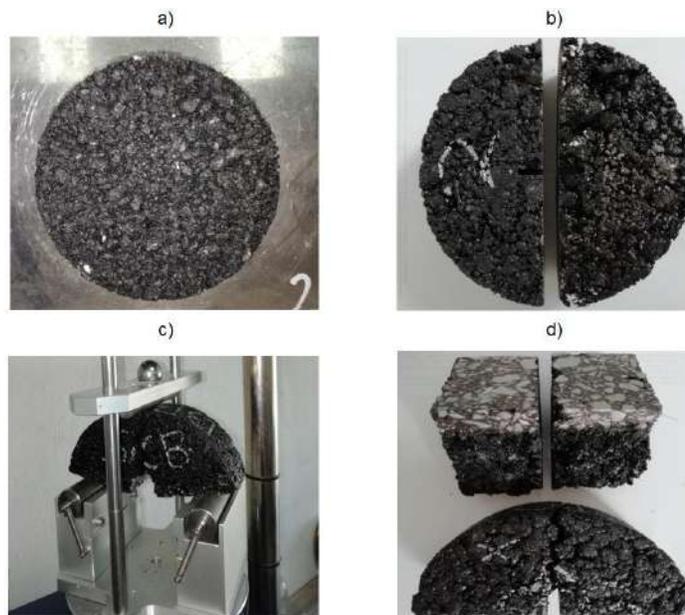
Fuente: elaboración propia.



**Figura 4- 32: Comparativa potencial de agrietamiento entre dos mezclas con la misma energía de fractura “Gf”, pero diferente índice de flexibilidad “FI”, 2.**

Fuente: elaboración propia.

Por último, un resumen visual del procedimiento de prueba adoptado se ilustra en las imágenes inferiores. La Figura 4- 33a y Figura 4- 33b muestran la geometría original de la probeta utilizada y las cortes adicionales que se requieren antes de ejecutar el ensayo. Por su parte, la Figura 4- 33c exhibe un espécimen fisurado inmediatamente después de alcanzar la carga de rotura. Finalmente, la Figura 4- 33d resalta la propagación de la grieta en una probeta ya fallada.



**Figura 4- 33: Ejemplo de probetas destruidas en la prueba de índice de flexibilidad.**

Fuente: elaboración propia.

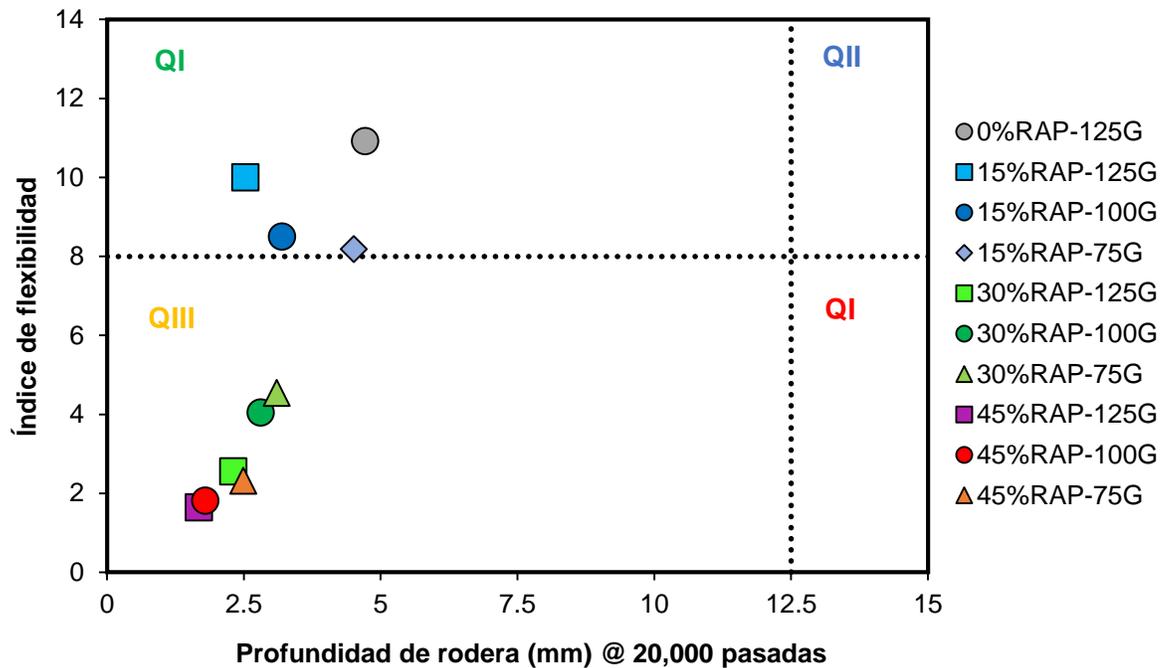
#### 4.5 Diseño Balanceado (BMD).

La aplicación del diseño balanceado (BMD) proporcionó la información necesaria para realizar la comparación relativa del desempeño de las diecinueve mezclas asfálticas estudiadas en este proyecto de investigación. El enfoque adoptado partió de analizar el diagrama de interacción entre dos parámetros experimentales medidos en el laboratorio; por un lado, el índice de flexibilidad (FI) y, por el otro lado, la profundidad de rodera (PR). Los umbrales de aceptación para la máxima deformación y mínima flexibilidad se fijaron de 12.5 milímetros y 8.0 (adimensional), respectivamente. Estos valores corresponden a los límites considerados en la metodología original y están basados en investigaciones previas llevadas a cabo por el ICT (Illinois Center for Transportation) perteneciente a la Universidad de Illinois.

Ahora bien, la Figura 4- 34 muestra el diagrama de interacción entre FI-PR para las mezclas sin aditivo. Como se destaca en la figura inferior, únicamente cuatro mezclas lograron posicionarse en el cuadrante deseado (QI-Rígido y Flexible). Es decir, esta modalidad de análisis considera que sólo las mezclas “0%RAP-125G”, “15%RAP-125G”, “15%RAP-100G” y “15%RAP-75G” poseen alta calidad y podrían ser aptas para emplearse en carreteras con altos volúmenes de tránsito, ya que exhiben desempeños con destacada resistencia tanto al agrietamiento como a las deformaciones plásticas.

En contra parte, el resto de las mezclas recicladas conformadas por 30 y 45% de RAP se ubican en el cuadrante (QIII-Rígido y Frágil), lo cual, pone de manifiesto que su comportamiento no es el más adecuado para soportar la fatiga y los diferentes modos de fisuración, dado que son mezclas asfálticas sumamente resistentes a la deformación permanente, pero al mismo tiempo, menos tolerantes a los esfuerzos de tracción (propensas al agrietamiento). Por lo tanto, su aplicación podría estar limitada a carreteras de bajo tránsito en donde la circulación de vehículos de carga sea restringida. Si bien, la influencia de la compactación jugó un papel importante para intentar extraer del cuadrante QIII a las mezclas con

contenidos altos e intermedios de material fresado, no fue suficiente para compensar el duro, frágil y menos elástico y asfalto oxidado presente en el RAP.

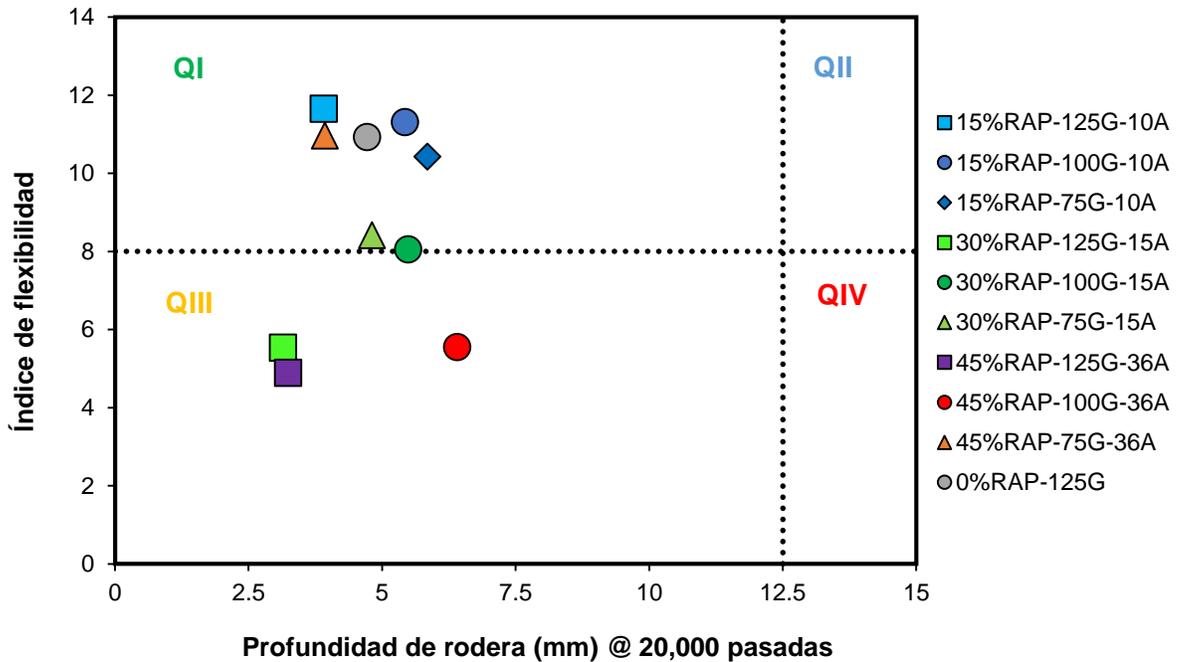


**Figura 4- 34: Diagrama de interacción del desempeño FI-PR de las mezclas asfálticas recicladas sin aditivo.**

Fuente: elaboración propia.

En este sentido, cuando no se precisa o no es posible utilizar rejuvenecedores, se deben tomar medidas más estrictas para disminuir la fragilidad/rigidez excesiva de estas mezclas, tales como; añadir mayores porcentajes de asfalto (menor volumen de vacíos de aire), reducir la proporción de RAP en la mezcla o bien, disponer de un asfalto de proyecto más blando. No obstante, la utilización de altos contenidos de este material fresado en combinación con la aplicación de 100 o 125 giros podría ser factible de emplearse en el diseño de mezclas asfálticas de alto módulo (CAM), disminuyendo en gran medida la necesidad de utilizar asfaltos fuertemente modificados para incrementar la rigidez de la mezcla. Lo anterior, considerando que este tipo de mezclas serán colocadas en pavimentos de larga duración sobre una capa disipadora de tensión (CAT), en donde los estragos de la fatiga no desencadenarán un problema, ya que serán abordados por este material subyacente.

Continuando con el análisis, la Figura 4- 35 revela la influencia de la compactación en el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas recicladas una vez que fueron dotadas de aditivo.



**Figura 4- 35: Diagrama de interacción del desempeño FI-PR de las mezclas asfálticas recicladas con aditivo rejuvenecedor.**

Fuente: elaboración propia.

A partir de la dispersión de puntos desplegada se observa que, la combinación de 15 y 36% de rejuvenecedor con energías de densificación entre 100 y 75 giros, efectivamente logró conferir mayor elasticidad a las mezclas recicladas con tasas altas e intermedias de RAP. De esta manera, las mezclas “30%RAP-100G-15A”, “30%RAP-75G-15A”, “45%RAP-100G-36A” y “45%RAP-75G-36A” lograron salir del cuadrante QIII (Rígido y Frágil) para anclarse en el cuadrante QI (Rígido y Flexible), es decir, su nueva clasificación las pone a la par de la mezcla control (0%RAP), en términos de calidad y desempeño mecánico, ya que ahora presentan la suficiente flexibilidad para soportar el nivel de agrietamiento exigido pero sin sacrificar en demasía su capacidad para tolerar las deformaciones permanentes.

Por otro lado, las mezclas recicladas conformadas por 15% de material fresado que fueron elaboradas con 10% de rejuvenecedor, se mantienen en el mismo cuadrante (QI), pero en todos los casos mejoraron notablemente su flexibilidad. Este resultado dista de ser sorprendente, dado que, estas mezclas fueron fabricadas con el cemento asfáltico "PG 64-28", el cual presentó la resistencia más alta en la prueba de daño acumulado por fatiga (medido con el ensayo LAS-Barrido de Amplitud Lineal).

De manera análoga a la influencia de la compactación, la implementación de aditivo como única estrategia de mejora no fue suficiente para llevar a los estándares deseados el desempeño de las mezclas "30%RAP-125G-15A", "45%RAP-100G-36A" y "45%RAP-125G-15A", cuya participación representa los concretos asfálticos con el comportamiento mecánico más limitado en términos de flexibilidad. Por consiguiente, podríamos decir que la selección y combinación de las estrategias de mejora adoptadas lograron acertadamente cumplir con el objetivo principal de esta tesis.

Finalmente, debe tenerse en cuenta que los límites utilizados para la profundidad de rodera (12.5 mm) y el índice de falibilidad (8.0) como umbrales del desempeño a la deformación permanente y al agrietamiento pueden ser demasiado conservadores, por lo que se debe buscar la verificación en campo de estos umbrales.

## 5. CONCLUSIONES

En esta investigación se evaluó la influencia de la compactación en el desempeño mecánico de mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa elaboradas con diferentes porcentajes de RAP (15, 30 y 45%) y aditivo rejuvenecedor. A partir del estudio de los resultados obtenidos en las diferentes fases de la campaña de experimentos (*1.- Características de los materiales, 2.- Diseño volumétrico, 3.- Selección y dosificación de aditivo rejuvenecedor, 4.- Pruebas de simulación y comportamiento mecánico y 5.- Diseño balanceado propuesto por la Universidad de Illinois*) se realizaron numerosas observaciones y, con base en ellas, las siguientes conclusiones:

- La correcta caracterización del material RAP que se pretenda incorporar a una mezcla asfáltica debe considerar al menos determinar sus propiedades relacionadas con la granulometría, densidad, contenido de cemento asfáltico y rigidez del ligante envejecido, dado que, estas propiedades tienen una gran influencia en las características del producto final y deben ser tomadas en consideración para ejecutar el diseño volumétrico, así como para la correcta selección y dosificación del aditivo rejuvenecedor. Contar con esta información incrementa las probabilidades de obtener con éxito la fórmula de trabajo que garantice un comportamiento mecánico similar al de la mezcla convencional equivalente.
- Puesto que el RAP proviene de una capa asfáltica envejecida que ha sido removida de un pavimento agotado, se asume que el agregado reciclado en su primer ciclo de vida efectivamente cumplió con las características físicas, químicas y resistentes para un cierto tipo de mezcla, por ende, se considera que no es adecuado evaluar nuevamente estas propiedades, ya que el material degradado podría generar un incumplimiento de las especificaciones vigentes, limitando el uso del RAP o desperdiciando sus valiosos componentes en aplicaciones de menor valor tales como; bases estabilizadas, subbases o arroyo de taludes.

- La elevada calidad del agregado mineral de aporte jugó un papel clave en la estabilidad de las mezclas recicladas con y sin aditivo, tornándose más evidente su influencia cuando altos porcentajes de basalto (30-45%) fueron sustituidos por material fresado. Por lo tanto, podría concluirse que, los métodos de prueba adoptados para la evaluación del pétreo y sus especificaciones de cumplimiento, son los adecuados para identificar materiales vírgenes aptos para la fabricación de mezclas asfálticas recicladas de alta calidad.
  
- Un factor determinante en el aumento de la calidad de las mezclas recicladas con altos contenidos de RAP fue el aditivo rejuvenecedor, por ende, su dosificación debe satisfacer las cartas de mezclado a partir de flexibilizar el asfalto de proyecto, el cual debe ser modificado con polímero y su selección dependerá enteramente de las temperaturas del lugar, velocidad de proyecto e intensidad de tránsito, tal como si se tratara de una mezcla asfáltica elaborada con materiales 100% nuevos. Esta conclusión está respaldada por las enormes ventajas que presentaron todos los asfaltos modificados con SBS-aditivo rejuvenecedor (PG 76-22, PG 64-28, PG 58-28 y PG 40-28) sobre el asfalto directo de refinería (EKBÉ PG 64-22), particularmente en las pruebas de Creep Repetido Multi Esfuerzos (*MSCR*) y Barridos de Amplitud Lineal (*LAS*), mejorando notablemente en todos los casos la respuesta elástica, la flexibilidad y la resistencia al daño acumulado por fatiga, las cuales fueron propiedades mejoradas al asfalto base ideales para contrarrestar la enorme rigidez del asfalto endurecido contenido en el RAP.
  
- Retomando las cartas de mezclado, parece congruente concluir que, cuando se utilicen tasas altas de RAP (>30%), la dosificación de aditivo se limite como máximo a obtener un asfalto rejuvenecido con un PG 46-46. Esta conclusión se generó a partir de dos hallazgos: por un lado, grados de desempeño inferiores al mencionado se encuentran fuera de normativa (AASHTO M320 y AASHTO M323) por lo que su control de calidad y verificación se torna complicado. Por el otro lado, asfaltos muy blandos con consistencia similar a la de un combustóleo, podrían causar deformaciones permanentes en pavimentos flexibles donde se

presenten altas temperaturas, velocidades de circulación lenta y elevados porcentajes de vehículos pesados.

- La incorporación de 15, 30 y 45% de material fresado permitió diseñar satisfactoriamente mezclas asfálticas de granulometría densa que, volumétricamente hablando, se ajustan dentro de los rangos establecidos para las mezclas tradicionales (0% RAP). Sin embargo, es importante tomar con cautela estos resultados, ya que el cumplimiento de estas propiedades volumétricas no fue evidencia suficiente para garantizar el correcto desempeño de las mezclas recicladas. Así pues, se concluye que, cuando se aborden mezclas con RAP, la confiabilidad del diseño volumétrico (contenido de asfalto para alcanzar cierto volumen de vacíos de aire determinado con 125, 100 o 75 giros) debe estar respaldada por resultados satisfactorios obtenidos en pruebas mecánicas o de desempeño que simulen fielmente los efectos destructivos tanto de la aplicación reiterada de las cargas vehiculares como de las condiciones atmosféricas que se espera actúen en el lugar de aplicación, más allá de lograr ciertas relaciones de compacidad.
- Al estudiar el comportamiento de las mezclas asfálticas analizadas, se ha podido concluir que aumentar la proporción de RAP en más de 15% genera un marcado incremento en la rigidez final de la mezcla y en la resistencia al daño por humedad, pero a su vez, trae consigo un detrimento en la tenacidad, volviendo a la mezcla reciclada potencialmente frágil. Esta situación nos puso ante la presencia de concretos asfálticos altamente resistentes al flujo plástico, pero muy susceptibles de presentar agrietamientos por fatiga, fisuras por contracción térmica entre otros problemas asociados con la durabilidad. El comportamiento anterior, guarda bastante consistencia con los resultados de reología ejecutados sobre el asfalto recuperado del RAP, en donde aún en temperaturas de hasta 112°C acumulaba muy pequeñas deformaciones permanentes, pero al mismo tiempo, a temperatura intermedia, se necesitaba únicamente de unos cuantos miles o inclusive escasos cientos de repeticiones de carga para provocar la falla por fatiga.

- De los hallazgos más relevantes fue posible visualizar que, mediante incrementos en el contenido de asfalto (gobernados por la reducción del número de giros durante el diseño volumétrico) en combinación con la selección y dosificación apropiada de aditivo rejuvenecedor, fue posible compensar la rigidez excesiva del asfalto oxidado, mejorando eficazmente la flexibilidad. De esta manera, se diseñaron mezclas de alta calidad con las tres diferentes tasas de material fresado utilizado (15, 30 y 45%). En conclusión, estas mezclas con RAP alcanzaron desempeños equivalentes al de la mezcla convencional, esto es, índices de flexibilidad  $\geq 8.0$  y profundidad de rodera  $\leq 12.5$  milímetros, con lo cual se confirma la hipótesis planteada al inicio de este documento científico.
- La energía de compactación por sí sola no logró elevar a los niveles deseados el desempeño de las mezclas recicladas con 30 y 45% de RAP, si bien el incremento de la película de asfalto mediante la reducción en el número de giros mejoró su capacidad para soportar el agrietamiento y disminuir la velocidad de propagación de grietas, estos resultados fueron bastante pobres y se encuentran muy por debajo del valor mínimo requerido para ser consideradas mezclas asfálticas densas con buen desempeño ( $FI \geq 8.0$ ).
- Mediante la reducción del número de giros en combinación con la selección y dosificación apropiada de aditivo fue posible lograr fuertes reducciones en la rigidez de las mezclas con altos contenidos de RAP (30 y 45%), convirtiendo a estas mezclas rejuvenecidas en materiales más dúctiles con habilidades mejoradas para disipar lentamente la energía y soportar desplazamientos de rotura más grandes, lo cual se traduce en mayor vida a fatiga en comparación con las mezclas recicladas sin aditivo. Además, sin mermar su capacidad para resistir las deformaciones permanentes y el daño por humedad (stripping), ya que la incorporación de aditivo rejuvenecedor también ayudó a promover la adhesión entre el asfalto nuevo, el asfalto envejecido y la roca basáltica utilizada.
- A partir de los resultados obtenidos, podemos concluir que, para las mezclas fabricadas con 30 y 45% de RAP, los mejores desempeños se obtienen cuando el contenido de asfalto es determinado aplicando 75 giros en la etapa del diseño

volumétrico. En este sentido, también es importante concluir que, cuando se utilicen tasas altas e intermedias de RAP, se deben enfocar los esfuerzos en extraer, recuperar, analizar y revertir las propiedades degradadas del asfalto envejecido, es decir, el uso de aditivo rejuvenecedor debe ser un componente obligado en la fórmula de trabajo.

- Por otro lado, es razonable concluir que 125 giros es la energía de compactación adecuada para las mezclas diseñadas con 15% de RAP independientemente si contienen o no aditivo, ya que bajo este nivel de densificación se lograron desarrollar propiedades cohesivas similares o, inclusive superiores a la mezcla patrón (0%RAP). Se concluye entonces que para porcentajes bajos de material fresado ( $\leq 15\%$ ) se podría prescindir de las cartas de mezclado.
- Normalizar la energía de fractura mediante el parámetro índice de flexibilidad (FI) permitió discernir de forma más acertada la resistencia al agrietamiento de las diecinueve distintas mezclas estudiadas, posicionando al nuevo método de ensayo AASHTO TP124 como fuerte candidato para el diseño, control y aseguramiento de la calidad de concretos asfálticos elaborados con RAP.
- Cualitativamente, el diagrama de interacción del desempeño propuesto por la Universidad de Illinois permitió identificar nueve alternativas de pavimentación sustentable que, en términos de estabilidad y durabilidad, podrían comportarse igual o incluso mejor que la mezcla de referencia (0%RAP).
- Bajo la óptica del método de análisis adoptado, se concluye que las mezclas recicladas pertenecientes al Cuadrante I ("**15%RAP-125G**", "**15%RAP-100G**", "**15%RAP-75G**", "**15%RAP-125G-10A**", "**15%RAP-100G-10A**", "**15%RAP-75G-10A**", "**30%RAP-100G-15A**", "**30%RAP-75G-15A**", y "**45%RAP-75G-36A**") exhiben un diseño balanceado resistente tanto a la formación de roderas como de grietas, el cual derivó en un material de alta calidad; en donde mecánicamente hablando, estas mezclas poseen las características necesarias para desempeñar las mismas funciones que la mezcla virgen dentro de la estructura de un pavimento flexible.

- Por su parte, las mezclas recicladas que forman parte del Cuadrante III (“**30%RAP-125G**”, “**30%RAP-100G**”, “**30%RAP-75G**”, “**45%RAP-125G**”, “**45%RAP-100G**”, “**45%RAP-75G**”, “**30%RAP-125G-15A**”, “**45%RAP-125G-36A**”, y “**45%RAP-100G-36A**”) se concluye que poseen un bajo desempeño, ya que presentan un marcado desequilibrio en lo referente a la flexibilidad, siendo estas bastante propensas al agrietamiento y a la propagación de fisuras, resultando así en un material de baja calidad, cuyas características resistentes distan del comportamiento deseado en los concretos asfálticos nuevos que conforman la estructura de un pavimento flexible convencional.
- Con todo esto concluimos que el diseño balanceado propuesto por la Universidad de Illinois fue una herramienta de gran ayuda en la detección de mezclas asfálticas recicladas con alto o bajo desempeño. Al mismo tiempo, esta reciente metodología de análisis solucionó la necesidad de establecer la energía de compactación adecuada para cada uno de los porcentajes de RAP fijados en este proyecto de investigación.
- Es importante concluir que, los umbrales del diseño balanceado tanto de deformación como de flexibilidad, deben ajustarse con base en las expectativas de desempeño que nuestro país considere necesarias de acuerdo a la aplicación que se le pretenda dar a la mezcla asfáltica reciclada considerando: materiales disponibles, cargas actuantes, condiciones ambientales y posición de la mezcla asfáltica dentro del paquete estructural.
- De los resultados obtenidos se demostró que, la fabricación de mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa con RAP, puede significar cuantiosos ahorros económicos en la utilización de menor cantidad de cemento asfáltico (23 a 44%) y agregado mineral (hasta 45%), esto sin contar los enormes beneficios ambientales que de esta práctica se deriven y, además, sin sacrificar la calidad del producto final.
- Como conclusión final podemos afirmar que el reciclado es una estrategia sustentable de construcción, rehabilitación y mantenimiento de pavimentos

flexibles muy prometedora en México, en donde este trabajo de investigación logra mostrar un avance importante en la comprensión del comportamiento tanto de concretos asfálticos elaborados con material fresado, así como del asfalto recuperado del material fresado, lo cual hace posible que esta y otras experiencias funjan como precursores de la progresión gradual de una metodología adecuada para el diseño de mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa fabricadas con RAP, la cual, no se ha desarrollado hasta ahora en nuestro país.

## 6. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

La culminación de este proyecto de maestría dio respuesta a ciertos cuestionamientos relacionados con la influencia de la compactación y la utilización de aditivo rejuvenecedor en el desempeño mecánico de mezclas asfálticas en caliente elaboradas con 15, 30 y 45% de RAP, empero, trajo consigo nuevas incógnitas que deben ser despejadas en futuros trabajos de investigación. Así pues, se considera adecuado plantear estudios que aborden los siguientes análisis:

Es importante tomar en cuenta que todas las mezclas asfálticas consideradas en esta investigación fueron evaluadas mediante ensayos estáticos y aunque brindaron información valiosa sobre el desempeño mecánico, es necesario ampliar su estudio a través de la utilización de ensayos dinámicos que nos indiquen cual es comportamiento real de estas mezclas recicladas ante fenómenos tan importantes como la carga cíclica. En este sentido, se alienta a comprobar los mejores desempeños mediante pruebas mecánicas que midan propiedades fundamentales como:

- Fatiga en cuatro puntos (leyes de fatiga)
- Módulo dinámico (curvas maestras)
- Número de flujo

Adicionalmente, no perdamos de vista que las afirmaciones planteadas en las conclusiones sólo son válidas para los materiales empleados y bajo los escenarios considerados en este estudio, por lo que se deben tomar con precaución estos resultados e investigar su reproducibilidad y repetitividad en:

- Diferentes RAP's (procedencia/calidad/envejecimiento).
- Distintos contenidos de RAP.
- Otros asfaltos.
- Diversas curvas granulométricas
- Variedad de agregado mineral.
- Analizar el efecto de los distintos rejuvenecedores disponibles en el mercado.

## 7. REFERENCIAS

Abu Abdo, Ahmad M. (2016). Utilizing Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) Materials in New Pavements - A Review. *International Journal of Thermal & Environmental Engineering*, 12, 61-66.

Adam J. T. Hand (2015). Testing for Moisture Damage in the Laboratory. Transportation Research Circular E-C198: Moisture Damage to Hot-Mix Asphalt Mixtures. *Transportation Research Board of the National Academies*, 03-10. Washington, D.C.

Ahmed, A., Aziz, S. R., Hossain, M and Heptig, B. (2015). Evaluation of Semicircular Bending Test for Assessing Cracking Potential of Superpave Mixtures with High Reclaimed Asphalt Pavement Content. *Airfield and Highway Pavements, Conference Paper*.

Alarcón Ibarra, Jorge. (2004). *Estudio del comportamiento de mezclas bituminosas recicladas en caliente en planta*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. España.

Al-Qadi, I. L., Aurangzeb, Q., Carpenter, S. H., Pine, W. J and Trepanier, J. (2012). *Impact of High RAP Content on Structural and Performance Properties of Asphalt Mixtures*. Federal Highway Administration Research Report: FHWA-ICT-12-002. U.S.A.

Al-Qadi, I. L., Carpenter, S. H., Roberts, G. L., Ozer, H., Aurangzeb, Q., Elseifi, M. A and Trepanier, J. (2009). *Determination of Usable Residual Asphalt Binder in RAP*. Federal Highway Administration Report: FHWA-ICT-09-031. U.S.A.

Al-Qadi, I. L., Elseifi, M. A. and Carpenter, S. H. (2007). *Reclaimed Asphalt Pavement – A Literature Review*. Federal Highway Administration Report: FHWA-ICT-07-001. U.S.A.

Al-Qadi, I. L., Lippert, D. L., Wu, S., Ozer, H., Renshaw, G., Murphy, T. R., Butt, A., Gundapuneni, S., Trepanier, J. S., Vespa, J. W., Said, I. M., Espinoza, A. F and Safi, F. R. (2017). *Utilizing Lab Test To Predict Asphalt Concrete Overlay Performance*. Illinois Center for Transportation Report: FHWA-ICT-17-020. USA.

Al-Qadi, I. L., Ozer, H., Lambros, J., Khatib, A. E., Singhvi, P., Khan, T., Rivera, J. and Doll, B. (2015). *Testing Protocols to Ensure Performance of High Asphalt Binder Replacement Mixes Using RAP and RAS*. Federal Highway Administration Report: FHWA-ICT-15-017. U.S.A.

Al-Qadi, I. L., Wu, S., Lippert, D. L., Ozer, H., Barry, M. K., & Safi, F. R. (2017). Impact of high recycled mixed on HMA overlay crack development rate. *Road Materials and Pavement Design*, 18(sup4), 311–327.

American Association of State and Highway Transportation Officials. (2014). *AASHTO TP-101-14: Standard Method of Test for Estimating Fatigue Resistance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep*. USA.

Anderson, R. M., Turner, P. A., Peterson, R. L., and Mallick, R. B. NCHRP Report 478: Relationships of Superpave Gyrotory Compaction Properties to HMA Rutting Behavior. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2002.

- Aravind, K., and Das, A. (2007). Pavement design with central plant hot-mix recycled asphalt mixes. *Construction and Building Materials*, 21(5), 928–936.
- Asphalt Institute. (1996). *MS (2) - Background of SUPERPAVE ASPHALT MIXTURES DESIGN and ANALYSIS*. Lexington, Kentucky. U.S.A.
- Asphalt Institute. (2014). *MS (2) – Asphalt Mix Design Methods*. 7th Edition. United States of America.
- Asphalt Recycling and Reclaiming Association. (1996). *Hot In-Place Recycling*. Presented by the Hot In-Place Recycling Technical Committee, ARRA Convention.
- Audrey Copeland. (2011). *Reclaimed Asphalt Pavement in Asphalt Mixtures: State of the Practice*. Federal Highway Administration Report: FHWA-HRT-11-021. U.S.A.
- Austerman, A. J., Mogawer, W. S., and Stuart, K. D. (2018). Influence of Production Considerations on Balanced Mixture Designs. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1-12.
- Austrroads. (2014). *Guide to Pavement Technology Part 4B: Asphalt*. Sydney, Australia.
- Ayala del Toro, Y., Garnica, P., and Delgado, H. (2016). Efecto de la temperatura en la evaluación de la fatiga en ligantes asfálticos. *Revista Infraestructura Vial*, 18(31), 5-13.
- Baghaee Moghaddam, T., and Baaj, H. (2016). The use of rejuvenating agents in production of recycled hot mix asphalt: A systematic review. *Construction and Building Materials*, 114, 805–816.
- Bahia, H., Tabatabaee, H. A., Mandal, T., and Faheem, A. (2013). *Field Evaluation of Wisconsin Modified Binder Selection Guidelines – Phase II*. Wisconsin Department of Transportation Final Report: WHRP 0092-13-02. USA.
- Barman, M., Ghabchi, R., Singh, D., Zaman, M., and Commuri, S. (2018). An alternative analysis of indirect tensile test results for evaluating fatigue characteristics of asphalt mixes. *Construction and Building Materials*, 166, 204–213.
- Bazant, Z.P. (1998). Size effect in tensile and compression fracture of concrete structures: computational modeling and design. *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Proc., 3rd Int. Conf. Freiburg, Germany, 1905–1922.
- Behnia, B., Ahmed, S., Dave, E. V., and Buttlar, G. (2010). Fracture Characterization of Asphalt Mixtures with Reclaimed Asphalt Pavement. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 3 (2), 72-78.
- Bennert, Thomas. (2018). Evaluating Balanced Mixture Design for New Jersey to Enhance Asphalt Mixture Durability. *Transportation Research Board of the National Academies*, 60-76. Washington, D.C.
- Bianchetto, Hugo. (2013). El envejecimiento prematuro, patología evitable de los pavimentos asfálticos: Diagnóstico, terapéutica y medidas preventivas. *Proceedings del XVII Congreso Iberoamericano del Asfalto*. Antigua, Guatemala.

- Binh Tran. (2014). Maximising reclaimed asphalt pavement (RAP) content in hot mix asphalt (HMA). Doctoral thesis. Swinburne University of Technology. Australia.
- Bonaquist, Ramon. (2014). Impact of Mix Design on Asphalt Pavement Durability. Transportation Research Circular E-C186: Enhancing the Durability of Asphalt Pavements. *Transportation Research Board of the National Academies*, 1-17. Washington, D.C
- Buchanan, Shane. (2017). Balanced Mix Design. Asphalt Pavement Association of Michigan (APAM). Asphalt Paving Conference.
- Buchanan, Shane. (2018). Optimized Mix Design. Transportation Research Circular E-C237: Innovations in Asphalt Mixture Design Procedures. *Transportation Research Board of the National Academies*, 1-4. Washington, D.C.
- Buttlar, W. G., Hill, B. C., Wang, H., & Mogawer, W. (2016). Performance space diagram for the evaluation of high- and low-temperature asphalt mixture performance. *Road Materials and Pavement Design*, 18(sup1), 336–358.
- Cepeda Aldape, Jorge B. (2002). *Análisis del comportamiento de mezclas asfálticas a fisuración por fatiga mediante la aplicación de un nuevo ensayo dinámico a tracción directa*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. España.
- Chappat, M., and Bilal, J. (2003). *Sustainable Development: The Environmental Road of the Future, Energy Consumption and Greenhouse Gas Emissions Life Cycle Analysis*. Report from COLAS. France.
- Christensen, D. W., Jr., and R. F. Bonaquist. (2006). *NCHRP Report 567: Volumetric Requirements for Superpave Mix Design*. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C.
- Colbert, B and You, Z. (2012). The determination of mechanical performance of laboratory produced hot mix asphalt mixtures using controlled RAP and virgin aggregate size fractions. *Construction and Building Materials*, 26, 655-662.
- Cooper III, S. B., King, W., and Kabir, S. (2016b). *Testing and analysis of LWT and SCB Properties of Asphalt Concrete Mixtures*. Federal Highway Administration Report: FHWA/LA/536. USA.
- Cooper, S. B., Negulescu, I., Balamurugan, S. S., Mohammad, L., Daly, W. H., and Baumgardner, G. L. (2016a). Asphalt mixtures containing RAS and/or RAP: relationships amongst binder composition analysis and mixture intermediate temperature cracking performance. *Road Materials and Pavement Design*, 18(1), 209–234.
- Cooper, Samuel III B., and Mohammad, L. N. (2018). Application of Performance Test During Asphalt Mix Design – Louisiana’s Approach. Transportation Research Circular E-C237: Innovations in Asphalt Mixture Design Procedures. *Transportation Research Board of the National Academies*, 15-29. Washington, D.C.
- Covarrubias Limón, Pedro. (2011). *Aseguramiento de la calidad de las mezclas bituminosas mediante la aplicación del ensayo de módulo resiliente en el control de su ejecución*. Universidad Politécnica de Cataluña. España.

- Daniel, J. S., & Lachance, A. (2005). Mechanistic and Volumetric Properties of Asphalt Mixtures with Recycled Asphalt Pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1929(1), 28–36.
- Daniel, J. S., Pochily, J. L., and Boisvert, D. M. (2010). Can More Reclaimed Asphalt Pavement be Added? *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2180(1), 19–29.
- Dave, E. V., DeCarlo, C., Hoplin, C. M., Helmer, B., Dailey, J., and Williams, C. (2017). *Impact of Low Asphalt Binder for Coarse HMA Mixes*. Minnesota Department of Transportation Report: MN/RC 2017-27. U.S.A.
- DeKold, S.P. and Amirkhani, S.N. (1992). Reuse of moisturedamaged asphaltic concrete pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1337, 79–88.
- Elseifi, M. A., Al-Qadi, I. L., Yang, S.-H., & Carpenter, S. H. (2008). Validity of Asphalt Binder Film Thickness Concept in Hot-Mix Asphalt. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2057(1), 37–45.
- Epps, M., Zhou, F., Arambula, E., Sug, E., Chowdhury, A., Kaseer, F., Carvajal, J., Hajj, E., Daniel J., and Glover, C. (2015). *The effects of recycling agents on asphalt mixtures with high RAS and RAP binder ratios*. National Cooperative Highway Research Program, Transportations Research Board of the National Academies. Phase I: Interim Report. U.S.A.
- Faisal, H. M., Mannan, U. A., Rahman, A. S. M. A., Hasan, M. M and Tarefder, R. A. (2017). Effects of RAP Sources for Performance Testing of Asphalt Concrete. *International Conference on Highway Pavements and Airfield Technology*, 119-128.
- Farhad Yousefi Rad. (2013). *Estimating Blending Level of Fresh and RAP Binders in Recycled Hot Mix Asphalt*. Master science thesis. University of Wisconsin Madison. U.S.A.
- Federal Highway Administration (2016). *Balanced Mixture Design Approaches for Asphalt Pavement Construction*. TechBrief; Preliminary Draft. USA.
- Fernández, W. D., Rondón. H. and Reyes, F. (2013). A review of asphalt and asphalt mixture agin. *Ingeniería e Investigación*, 33(1), 5-12.
- Foroutan Mirhosseini, A., Tahami, S. A., Hoff, I., Dessouky, S., and Ho, C.-H. (2019). Performance evaluation of asphalt mixtures containing high-RAP binder content and bio-oil rejuvenator. *Construction and Building Materials*, 227, 116465.
- Garnica, P., Flores, M., Gómez, J. A., Delgado, H. (2005). *Caracterización geomecánica de mezclas asfálticas*. Instituto Mexicano del Transportes. Publicación Técnica 257. México.
- Ghabchi, R., Singh, D., Zarman, M and Hossain, Z. (2015). Laboratory characterisation of asphalt mixes containing RAP and RAS. *International Journal of Pavement Engineering*, 17, 829-846.
- Golchin, B and Mansourian, A. (2017). Evaluation of Fatigue Properties of Asphalt Mixtures Containing Reclaimed Asphalt using Response Surface Method. *International Journal of Transportation Engineering*, 4 (16), 335-350.

- Haddadi, S. S., Coleri, E., and Sreedhar, S. (2019). Strategies to improve performance of reclaimed asphalt pavement-recycled asphalt shingle mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*, 1–12.
- Haslett, Katie E. (2018). *Evaluation of Cracking Indices for Asphalt Mixtures Using SCB Tests at Different Temperatures and Loading Rates*. Honors Theses and Capstones. University of New Hampshire. USA.
- Hintz, C., Velasquez, R., Johnson, C., and Bahia, H. (2011). Modification and Validation of Linear Amplitude Sweep Test for Binder Fatigue Specification. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2207(1), 99–106.
- Huang, B., Shu, X., and Vukosavljevic, D. (2011). Laboratory Investigation of Cracking Resistance of Hot-Mix Asphalt Field Mixtures Containing Screened Reclaimed Asphalt Pavement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(11), 1535–1543.
- Huang, Y.H. (1993). *Pavement analysis and desing*. 2nd Edition, Englewood Cliffs, N.J: Prentice Hall. United States of America.
- Huber, G. A., and Anderson, R. M. (2004). Validity of Using Density at the End of Service Life as Parameter to Define N-Design. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 73, 807-830.
- Hussain, A., and Yanjun, Q. (2013). Effect of Reclaimed Asphalt Pavement on the Properties of Asphalt Binders. *Procedia Engineering*, 54, 840–850.
- Hussain, A., Din, S., Khan, M. A., Haq, F and Asim, R. (2017). Moisture damage and fatigue evaluation of hot mix asphalt (HMA) containing reclaimed asphalt pavement (RAP) and polythene bags (LDPE). *Asian Journal of Natural & Applied Sciences*, 6 (2), 63-73.
- Im, S., Karki, P and Zhou, F. (2016). Development of new mix design method for asphalt mixtures containing RAP and rejuvenators. *Construction and Building Materials*, 115, 727-734.
- Iswandaru Widyatmoko. (2008). Mechanistic-empirical mixture desing for hot mix asphalt pavement recycling. *Construction and Building Materials*, 22, 77-87.
- Izaks, R., Haritonovs, V., Klasa, I., and Zaumanis, M. (2015). Hot Mix Asphalt with High RAP Content. *Procedia Engineering*, 114, 676–684.
- Jiménez Acuña, Monica. (2012). Consideraciones generales sobre la compaccacion de especímenes de mezcla asfáltica en caliente (MAC) en el Compactador Giratorio Superpave. *Métodos y Materiales*, 2(1), 4 – 16.
- John S. Miller and William Y. Bellinger. (2014). *Distress identification manual for the long-term pavement performance program*. Federal Highway Administration. U.S.A.
- Johnson, E., Watson, M., Olson, R., Moon, K. M., Turos, M., and Marasteanu, M. (2013). *Recyled Asphalt Pavement: Study of High-RAP Asphalt Mixtures on Minnesota Country Roads*. Minnesota Department of Transportation Report: MN/RC 2013-15. U.S.A.

- Kandhal, P. S., and Mallick, R. B. (1997). *Pavement Recycling Guidelines for State and Local Governments – Participant's Reference Book*. Federal Highway Administration Report: FHWA A-SA-97. U.S.A.
- Kandhal, P. S., Foo, K. Y., and Mallick, R. B. (1998). *A critical review of VMA requirements in Superpave*. National Center for Asphalt Technology Report: 98-1. U.S.A.
- Karlsson, R. and Isacsson, U. (2006). Material-related aspects of asphalt recycling-state-of-the-art. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18 (1), 81–92.
- Kazuyuki Kubo. (2014). Recycling in Japan. Transportation Research Circular E-C188: Application of Reclaimed Asphalt Pavement and Recycled Asphalt Shingles in Hot-Mix Asphalt. *Transportation Research Board of the National Academies*, Washington, D.C, 60-66.
- Kim, M., Mohammad, L. N., Jordan, T., and Cooper, S. B. (2018). Fatigue performance of asphalt mixture containing recycled materials and warm-mix technologies under accelerated loading and four point bending beam test. *Journal of Cleaner Production*, 192, 656–664.
- Kose, S., Guler, M., Bahia, H., & Masad, E. (2000). Distribution of Strains Within Hot-Mix Asphalt Binders: Applying Imaging and Finite-Element Techniques. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1728, 21–27.
- Kraemer, C., Pardillo, J. M., Rocci, S., Romana, M. G., Sánchez, V., Del Val, M. A. (2004). *Ingeniería de carreteras*. Volumen I y II. McGraw Hill/Interamericana de España. España.
- Kriz, P., Grant, D., Gale, M., Lavorato, S., and Pahalan, A. (2014). Reclaimed Asphalt Pavement – Virgin Binder Diffusion in Asphalt Mixes. *Canadian Technical Asphalt Association, Conference paper*, 376-400.
- Kuang, D., Jiao, Y., Ye, Z., Lu, Z., Chen, H., Yu, J., and liu, N. (2018). Diffusibility Enhancement of Rejuvenator by Epoxidized Soybean Oil and Its Influence on the Performance of Recycled Hot Mix Asphalt Mixtures. *Materials*, 11(5), 833.
- Kuchiishi, A. K., Carvalho, J. P. B., Bessa, I. S., Vasconcelos, K. L., and Bernucci, L. L. B. (2019). Effect of temperature on the fatigue behavior of asphalt binder. *Applied Rheology*, 29(1), 30–40.
- Lee, J., Denneman, E and Choi, Y. (2015). *Maximising the Re-use of Reclaimed Asphalt Pavement Outcomes of Year Two: RAP Mix Design*. AUSTRROADS. Australia.
- Leiva-Villacorta, Fabricio. (2007). *Relationships Between Laboratory Measured Characteristics of HMA and Field Compactability*. Master Science thesis. Auburn University. USA.
- Li, X., Marasteanu, M. O., Williams, R. C and Clyne, T. R. (2008). Effect of Reclaimed Asphalt Pavement (Proportion and Type) and Binder Grade on Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2051, 90-97.
- Ling, C., Swiertz, D., Mandal, T., Teymourpour, P., and Bahia, H. (2017). Sensitivity of the Illinois Flexibility Index Test to Mixture Design Factors. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2631, 153–159.

- López, C., Thenoux, G., Sandoval, G., Armijos, V., Ramírez, A., Guisado, F., Moreno, E. (2017). Study of Warm Mix Asphalt with Super Stabilized Emulsion. *Revista Ingeniería de Construcción*, 32, 57-64.
- Lyubarskaya, M. A., Merkusheva, V. S., Osian, P.A., Ilin, A. A and Svintsov, E. S. (2017). Integrated approach to using technology of reclaimed asphalt pavement (RAP). *Procedia Engineering*, 189, 860-866.
- Mannan, U. A., Islam, M. R and Tarefder, R. A. (2015). Effects of recycled asphalt pavements on the fatigue life of asphalt under different strain levels and loading frequencies. *International Journal of Fatigue*, 78, 72–80.
- Mazzoni, G., Bocci, E., and Canestrari, F. (2018). Influence of rejuvenators on bitumen ageing in hot recycled asphalt mixtures. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 5(3), 157–168.
- McDaniel, R. S., H. Soleymani, R. M. Anderson, P. Turner, and R. Peterson. *Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method*. Contractor's Final Report. NCHRP Web Document 30 (Project D9-12). 2000.
- McDaniel, R. S., Shah, A., Huber, G and Copeland, A. (2012). Effects of reclaimed asphalt pavement content and virgin binder grade on properties of plant produced mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 13, S1, 161-182.
- McDaniel, R., and R. M. Anderson. NCHRP Report 452: Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method: Technician's Manual. *Transportation Research Board, National Research Council*, Washington, D.C., 2001.
- Miró, R., Valdés, G., Martínez, A., Segura, P and Rodríguez, C. (2011). Evaluation of high modulus mixture behavior with high reclaimed asphalt pavement (RAP) percentages for sustainable road construction. *Construction and Building Materials*, 25, 3854-3862.
- Mogawer, W., Bennert, T., Daniel, J. S., Bonaquist, R., Austerman, A and Booshehrian, A. (2012). Performance characteristics of plant produced high RAP mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 13, 183-208.
- Molenaar, A.A., Mohajeri, M and Van de Ven, M. F. C. (2014). Hot Recycling in the Netherlands. Transportation Research Circular E-C188: Application of Reclaimed Asphalt Pavement and Recycled Asphalt Shingles in Hot-Mix Asphalt. *Transportation Research Board of the National Academies*, 28-41. Washington, D.C
- National Asphalt Pavement Association and European Asphalt Pavement Association. (2011). *The Asphalt Paving Industry A Global Perspective: Production, Use, Properties and Occupational Exposure Reduction Technologies and Trends*. 3rd Edition.
- National Center for Asphalt Technology. (2017). Moving Towards Balanced Mix Design for Asphalt Mixtures. *Asphalt Technology New*, 29(1), 1-5.
- National Cooperative Highway Research Program. (2011). *NCHRP Report 673: A manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary*. Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C.

- Newcomb, D., and Zhou, F. (2018). *Balanced Design of Asphalt Mixtures*. Minnesota Department of Transportation Final Report: MN/RC-2018-22. USA.
- Newcomb, David E., E. Ray Brown, and Jon A. Epps. (2007). *Designing HMA Mixtures with High RAP Content Final Report: QIP 124*. Quality Improvement Series. Lanham, Maryland: National Asphalt Pavement Association.
- Noureldin, A. S., and Wood, L. E. (1997). Rejuvenator Diffusion in Binder Film for Hot-Mix Recycled Asphalt Pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1115, 51-61.
- Olard, F and Puoguet, S. (2014). Current Status of RAP Application in France. Transportation Research Circular E-C188: Application of Reclaimed Asphalt Pavement and Recycled Asphalt Shingles in Hot-Mix Asphalt. *Transportation Research Board of the National Academies*, 42-50. Washington, D.C.
- Oliver, J. W. H. (2001). The Influence of the Binder in RAP on Recycled Asphalt Properties. *International Journal of Road Materials and Pavement Design*, 2 (3), 311-325.
- Ozer, H., Al-Qadi, I. L., Singhvi, P., Khan, T., Rivera-Perez, J., and El-Khatib, A. (2016). Fracture Characterization of Asphalt Mixtures with High Recycled Content Using Illinois Semicircular Bending Test Method and Flexibility Index. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2575, 130–137.
- Padilla Rodríguez, Alejandro. (2004). *Análisis de la resistencia a las deformaciones plásticas de mezclas bituminosas densas de la normativa mexicana mediante el ensayo de pista*. Tesina de Especialidad. Universidad Politécnica de Cataluña. España.
- Pakes Ahlman, A and Edil, T. B. (2017). *Environmental Benefits of Using Recycled Materials*. Recycled Materials Resource Center, University of Wisconsin-Madison. U.S.A.
- Pan, P., Kuang, Y., Hu, X., and Zhang, X. (2018). A Comprehensive Evaluation of Rejuvenator on Mechanical Properties, Durability, and Dynamic Characteristics of Artificially Aged Asphalt Mixture. *Materials*, 11(9), 1554.
- Patiño, N. B., Reyes, O. J and Camacho, J. F. (2015). Comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas colombianas con adición de pavimento reciclado al 100 %. *Tecnura*, 19 (43), 74-83.
- Pérez, D., Iannone, A., Martínez, A. H and Giustozzi, F. (2017). Effect of Mixing Time and Temperature on Cracking Resistance of Bituminous Mixtures Containing Reclaimed Asphalt Pavement Material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29 (8).
- Piotr Janowsky. (2014). *Influence of RAP Content on Performance of New Mixtures*. Warsaw University, Faculty of Civil Engineering, Institute of Roads and Bridges, Road Materials and Technology Division.
- Poulikakos, L., Zaumanis, M., Cavalli, M. C., Muñoz, M., and Heeb, N. (2018). *Sustainable fully recycled asphalt concrete: Final Report*. Federal Institute of Technology. Switzerland.
- Pradyumna, T. A., and Jain, P. K. (2016). Use of RAP Stabilized by Hot Mix Recycling Agents in Bituminous Road Construction. *Transportation Research Procedia*, 17, 460–467.

- Prowell, B. and E. R. Brown. (2007). *NCHRP Report 573: Superpave Mix Design: Verifying Gyration Levels in the Ndesign Table*. Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C.
- Ram Kumar Veeraragavan. (2016). *An Investigation of the Performance of Hot Mix Asphalt (HMA) Binder Course Materials with High Percentage of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) and Rejuvenator*. Master science thesis. Worcester Polytechnic Institute. U.S.A.
- Ramos, Orlando. (2017). *Diseño de una mezcla asfáltica de alto desempeño utilizando materiales de pavimento asfáltico recuperado (RAP)*. Tesis maestría. Universidad Autónoma de Querétaro. México.
- Randy C. West. (2015). *Quality Improvement Series 129: Best Practices for RAP and RAS Management*. National Asphalt Pavement Association Report: QIP 129. U.S.A.
- Reyes, O., Pérez, F., Miro, R., & Botella, R. (2009). Proyecto fénix. *Mezclas semicalientes*. Proceedings del XV Congreso Iberoamericano del Asfalto. Lisboa, Portugal.
- Reyes-Ortiz, O., Berardinelli, E., Alvarez, A. E., Carvajal-Muñoz, J. S and Fuentes, L. G. (2012). Evaluation of hot mix asphalt mixtures with replacement of aggregates by reclaimed asphalt pavement (RAP) material. *Procedia – Social and Behavioral Sciences*, 53, 379-388.
- Rodríguez, A and Del Castillo, H. (2005). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropuertos*. Volumen II. México, D.F: LIMUSA. Noriega editores.
- Rodríguez, D., Rodríguez, C., Ramírez, S., and Flórez, C. (2016). Evaluación del efecto del envejecimiento del cemento asfáltico 80-100 modificado con lignina. *Ingeniare, Universidad Libre-Barranquilla*, 12(20), 47-61.
- Sabahfar, N., Ahmed, A., Aziz, S. R., and Hossain, M. (2017). Cracking Resistance Evaluation of Mixtures with High Percentages of Reclaimed Asphalt Pavement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(4), 06016022-1 - 06016022-11.
- Sabouri, M., Mirzaiyan, D., & Moniri, A. (2018). Effectiveness of Linear Amplitude Sweep (LAS) asphalt binder test in predicting asphalt mixtures fatigue performance. *Construction and Building Materials*, 171, 281–290.
- Safaei, F., and Castorena, C. (2016). Temperature Effects of Linear Amplitude Sweep Testing and Analysis. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2574, 92–100.
- Sanchez-Castillo, X. A., & Tighe, S. L. (2015). Improving the Selection of Virgin Binders for Recycled Hot Mixtures in Ontario. *International Journal of Transportation Science and Technology*, 4(1), 47–60.
- Santos, J. M., Flintsch, G and Ferreira, A. (2017). Environmental and economic assessment of pavement construction and management practices for enhancing pavement sustainability. *Resources, Conservation and Recycling*, 116, 15-31.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2017). *Anuario estadístico sector comunicaciones y Transportes – Infraestructura carretera*. Estados Unidos Mexicanos.

- Shah, A., McDaniel, R. S., Huber, G. A and Gallivan, V. (2007). Investigation of Properties of Plant-Produced Reclaimed Asphalt Pavement Mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1998, 103-111.
- Shao, H., Sun, L., Liu, L., You, Z and Yang, X. (2017). A novel double-drum mixing technique for plant hot mix asphalt recycling with high reclaimed asphalt pavement content and rejuvenator. *Construction and Building Materials*, 134, 236-244.
- Shen, J., Amirkhanian, S., and Tang, B. (2007). Effects of rejuvenator on performance-based properties of rejuvenated asphalt binder and mixtures. *Construction and Building Materials*, 21 (5), 958–964.
- Shu, X., Huang, B., and Vukosavljevic, D. (2008). Laboratory evaluation of fatigue characteristics of recycled asphalt mixture. *Construction and Building Materials*, 22(7), 1323–1330.
- Singh, D., and Sawant, D. (2016). Understanding effects of RAP on rheological performance and chemical composition of SBS modified binder using series of laboratory tests. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 9(3), 178–189.
- Sirin, O., Paul, D. K., and Kassem, E. (2018). State of the Art Study on Aging of Asphalt Mixtures and Use of Antioxidant Additives. *Advances in Civil Engineering*, 1–18.
- Solanki, P., Zaman, M., Adje, D., and Hossain, Z. (2015). Effect of Recycled Asphalt Pavement on Thermal Cracking Resistance of Hot-Mix Asphalt. *International Journal of Geomechanics*, 15(5), A4014001-1- A4014001-9.
- Tabakovic, A., Gibney, A., Gilchrist, M., and McNally, C. (2006). *The influence of recycled asphalt pavement on 20mm binder course mix performance*. University College Dublin. Ireland.
- Tang, Sheng. (2014). *Evaluate the fracture and fatigue resistances of hot mix asphalt containing high percentage reclaimed asphalt pavement (RAP) materials at low and intermediate temperatures*. Doctoral thesis. Iowa State University. U.S.A.
- Tapsoba, N., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., Baaj, H and Ech, M. (2014). Behavior of asphalt mixtures containing reclaimed asphalt pavement and asphalt shingle. *Road Materials and Pavement Design*, 15, 2, 330-347.
- Tavakol, M and Hossain, M. (2016). *Minimum Virgin Binder Limits in Recycled Superpave Mixes in Kansas*. Kansas Department of Transportation Report: KSU-13-5. U.S.A.
- Valdés Vidal, Gonzalo A. (2011a). *Evaluación del proceso de fisuración en las mezclas bituminosas mediante el desarrollo de un nuevo ensayo experimental: ensayo fénix*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. España.
- Valdés, G., Pérez-Jiménez, F., Miró, R., Martínez, A and Botella, R. (2011b). Experimental study of recycled asphalt mixtures with high percentages of reclaimed asphalt pavement (RAP). *Construction and Building Materials*, 25, 1289-1297.
- Van Rooijen, R., Planque, L., Wegmann, M., Di Benedetto, H., Mangiafico, S., Sauzeat, C., Olard, F., and Pouget, S. (2016). Bitumen fatigue performance evaluation – with or without RAP: a real challenge. *6th Eurasphalt & Eurobitume Congress*. Prague, Czech Republic.

- Vargas, X. and Reyes, F. (2010). El fenómeno de envejecimiento de los asfaltos. *Ingeniería e Investigación*, 30(3), 27-44.
- Villegas, R. E., Aguiar, J. P. and Loria, L. G. (2015). Estudio del envejecimiento y oxidación de asfaltos con FTIR y su relación con los parámetros reológicos. *Proceedings del XVIII Congreso Iberoamericano del Asfalto*. Bariloche, Argentina.
- Walther, A., Büchler, S., Cannone Falchetto, A., Wang, D., Riccardi, C., and Wistuba, M. P. (2019). Experimental investigation on asphalt mixtures prepared with reclaimed asphalt pavement and rejuvenators based on the BTSV method. *Road Materials and Pavement Design*, 20(7), 1–14.
- Wen, H., Wu, S., Mohammad, L. N., Zhang, W., Shen, S., & Faheem, A. (2016). Long-Term Field Rutting and Moisture Susceptibility Performance of Warm-Mix Asphalt Pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2575, 103–112.
- West, R. C and Copeland, A. (2015). *High RAP Asphalt Pavements: Japan Practice – Lessons Learned*. National Asphalt Pavement Association Report: IS-139. U.S.A.
- West, R., Redezno, C., Leiva, F., and Taylor, A. (2018). *Regressing Air Voids for Balanced HMA Mix Design*. Wisconsin Department of Transportations Report: WHRP 0092-16-06. U.S.A.
- West, R., Willis, J. R., and Marasteanu. (2013). *NCHRP Report 752: Improved Mix Design, Evaluation, and Materials Management Practices for Hot Mix Asphalt with High Reclaimed Asphalt Pavement Content*. Transportation Research Board of the National Academies.
- Williams, B. A., Copeland, A and Ross, T. C. (2017). *Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage: 2017*. National Asphalt Pavement Association Report: Information Series 138. U.S.A.
- Willis, J. R and West, R. (2014). Current Status of Reclaimed Asphalt Pavement Application in the United States. Transportation Research Circular E-C188: Application of Reclaimed Asphalt Pavement and Recycled Asphalt Shingles in Hot-Mix Asphalt. *Transportation Research Board of the National Academies*, 3-16. Washington, D.C
- Willis, J. R., Turner, P., Padula, F., Tran, N and Julian, G. (2013). Effects of Changing Virgin Binder Grade and Content on High Reclaimed Asphalt Pavement Mixture Properties. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2371(1), 66-73.
- Yin, F., Kaseer, F., Arámbula-Mercado, E., & Epps Martin, A. (2017). Characterising the long-term rejuvenating effectiveness of recycling agents on asphalt blends and mixtures with high RAP and RAS contents. *Road Materials and Pavement Design*, 18(4), 273–292.
- Yoder, E.J., and Witczak, M.W. (1975). *Principle of Pavement Design*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc. United States of America.
- Yu, S., Shen, S., Zhou, X., and Li, X. (2018). Effect of Partial Blending on High Content Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) Mix Design and Mixture Properties. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1-9.

- Yu, X., Zaumanis, M., dos Santos, S., and Poulidakos, L. D. (2014). Rheological, microscopic, and chemical characterization of the rejuvenating effect on asphalt binders. *Fuel*, 135, 162–171.
- Zaumanis, M and Mallick, R. B. (2015). Review of very high-content reclaimed asphalt use in plant-produced pavements: state of the art. *International Journal of Pavement Engineering*, 16, 1, 39-55.
- Zaumanis, M., Cavalli, M. C., and Poulidakos, L. D. (2019). How not to design 100% recycled asphalt mixture using performance-based tests. *Road Materials and Pavement Design*, 1–13.
- Zaumanis, M., Mallick, R. B and Frank, R. (2014a). 100% recycled hot mix asphalt: A review and analysis. *Resources, Conservation and Recycling*, 92, 230-245.
- Zaumanis, M., Mallick, R. B., & Frank, R. (2013). Evaluation of Rejuvenator's Effectiveness with Conventional Mix Testing for 100% Reclaimed Asphalt Pavement Mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2370(1), 17–25.
- Zaumanis, M., Mallick, R. B., and Frank, R. (2014b). Evaluation of different recycling agents for restoring aged asphalt binder and performance of 100 % recycled asphalt. *Materials and Structures*, 48(8), 2475–2488.
- Zaumanis, M., Mallick, R. B., Frank, R. (2016). 100% hot mix asphalt recycling: challenges and benefits. *Transportation Research Procedia*, 14, 3493-3502.
- Zaumanis, M., Poulidakos, L. D and Partl, M. N. (2018a). Performance-based design of asphalt mixtures and review of key parameters. *Materials & Design*, 141, 185-201.
- Zhang, J., Simate, G. S., Hu, H., Souliman, and Walubita, L. F. (2017). Impact of recycled asphalt materials on asphalt binder properties and rutting and cracking performance of plant-produced mixtures. *Construction and Building Materials*, 155, 654-663.
- Zhang, J., Walubita, L. F., Faruk, A. N. M., Karki, P., and Simate, G. S. (2015). Use of the MSCR test to characterize the asphalt binder properties relative to HMA rutting performance – A laboratory study. *Construction and Building Materials*, 94, 218–227.
- Zhou, F., Hu, S., Das, G., and Scullions, T. (2011). *High RAP mixes design methodology with balanced performance*. Federal Highway Administration Report: FHWA/TX-11/0-6092-2- USA.
- Zhou, Fujie. (2018). Balanced RAP-RAS-Recycling Agent Mix Design for Project-Specific Conditions. Transportation Research Circular E-C237: Innovations in Asphalt Mixture Design Procedures. *Transportation Research Board of the National Academies*, 44-59. Washington, D.C.