

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Propuesta de especificación del parámetro J_c -integral para mezclas
asfálticas**

Proyecto de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Javier Slein Conejo

Directora de Proyecto de Graduación:

Ing. Wendy Sequeira Rojas, MSc.

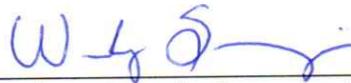
Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica

Octubre, 2021

HOJA DE APROBACIÓN

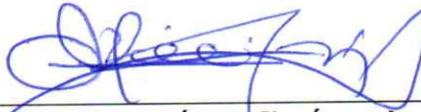
Tribunal de graduación:



Directora: Ing. Wendy Sequeira Rojas, MSc.

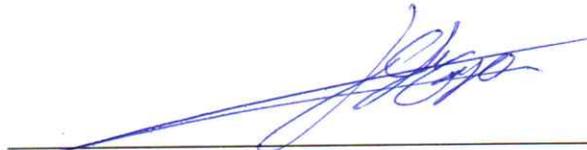


Asesor: Ing. Víctor Hugo Cervantes Calvo.



Asesora: Ing. Mónica Jiménez Acuña.

Estudiante



Javier Slein Conejo

DERECHOS DE AUTOR

Fecha: 2021, octubre, 22

El suscrito, **Javier Slein Conejo**, cédula 1-1653-0750, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **B56901**, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Propuesta de especificación del parámetro J_c -integral para mezclas asfálticas**, bajo la Dirección de la **Ing. Wendy Sequeira Rojas, MSc.**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

DEDICATORIA

*A Dios, por siempre permitirme lograr mis metas en el tiempo justo.
A mis padres, por haber dado todo de ellos para convertirme en la persona que soy hoy.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por haberme dado el don de la vida y la capacidad de trabajar para cumplir las metas que me he propuesto.

El agradecimiento honorífico es para mi padre Javier y mi mamá Yorleny quienes tienen todo el mérito de este trabajo porque gracias a su amor y apoyo incondicionales me he convertido en la persona que soy hoy.

En general a toda mi familia, a mis abuelos, a mis tías, en especial a mi padrino Juan y mi madrina Sisney, a mis primos, en especial a María (una hermana más), a Nathy, Noelia y Karina por tantos juegos, comidas y risas compartidas desde niños. A Luigi, (un hermano más) por incontables recuerdos bonitos y la ayuda brindada después de muchos años. A Cris, mi hermana, por apoyarnos en todo a pesar de la distancia y el entendimiento de sí mismos más allá de las palabras, a Richy por hacernos reír mutuamente con nuestras ocurrencias; a mis hermanos Sven y Hans porque estamos unidos a pesar también de la distancia. A Luis Diego, por todo el apoyo de años, y a Angie y a Merce, las más recientes, por el aporte tan bonito a la familia.

A mis primas Marjorie, Zora y su esposo Charlie por abrirme las puertas de su hogar para esas vacaciones que me permitían regresar renovado a cada semestre y por compartir recuerdos tan bonitos.

A mi pareja Javi, por apoyarme y comprenderme durante más de la mitad de la carrera, por nuestras mágicas citas en el cine que me despejaban en los momentos más duros de los semestres.

A mi mejor amiga Noylin, y a toda su familia (de la cual me han hecho parte) porque la verdadera amistad no se deteriora ni con el tiempo ni la distancia y más bien se nutre de la diversidad de pensamientos.

A los chiquillos del cole, una familia más, Adri, Karla, Jeka, Pame, Andrés porque es otra amistad a prueba de todo y llena de personas tan únicas que fueron la combinación perfecta para terminar de moldearme.

A Kenneth por ser uno de esos amigos especiales que no se ven siempre pero que cuando aparecen demuestran la calidad de ser humano que son.

A Alfredo, mi primer amigo de la U, gracias por hacer infinitamente más divertidos precálculo y química, un excelente médico.

A Lilli y María José, gracias por hacer tan amenos los cursos de servicio y acompañarme durante los primeros semestres.

A los chiquillos de civil, Jordy, Allan, Dani, Eladio, Fio, Lau E, Pablo, Pri A y Pri G por volverse otra familia en la carrera, por haberme enseñado que no todo era estudio, por los almuerzos con patacones y pizza y por haberme permitido formar un equipo con ustedes.

A Lau T, por habernos conocido desde intro a la ingeniería, por haber entrado juntos al Lanamme, por las reuniones de zoom y por todo el apoyo dado a lo largo de la carrera.

A Arturo por tan bonita amistad y apoyo de tanto tiempo y las rutinas únicas de ejercicio que me diseñó.

A todos los profesores de la U que tuve con la intención de enseñar y dar lo mejor de sí.

A Fran, por haber confiado en mí como su asistente y proponerme el tema de investigación, muy agradecido con todo el aprendizaje durante el tiempo que trabajamos juntos.

A toda la Unidad de Auditoría Técnica del Lanamme por su amistad, apoyo y aprendizaje durante mi tiempo de asistente.

A Wendy, Don Víctor y Mónica por ser un comité tan dedicado y brindarme su tiempo, apoyo y experiencia en la realización del proyecto.

A la Universidad por el regalo de educación y la superación.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	XXXI
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 JUSTIFICACIÓN.....	1
1.1.1 Problema específico.....	1
1.1.2 Importancia.....	3
1.1.3 Antecedentes.....	4
1.2 OBJETIVOS.....	7
1.2.1 Objetivo General.....	7
1.2.2 Objetivos Específicos.....	7
1.3 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.....	8
1.3.1 Alcance.....	8
1.3.2 Limitaciones.....	8
1.4 METODOLOGÍA.....	9
1.4.1 Etapa I: Revisión bibliográfica.....	9
1.4.2 Etapa II: Obtención de los resultados del ensayo SCB.....	10
1.4.3 Etapa III: Organización y análisis de la información.....	10
1.4.4 Etapa IV: Comparación de criterios y conclusiones.....	11
2 CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	13
2.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	13
2.2 MEZCLAS ASFÁLTICAS.....	15
2.2.1 Definición y propiedades.....	15
2.2.2 Clasificación.....	16
2.3 CARACTERÍSTICAS Y MATERIALES DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE.....	17
2.3.1 Ligante o cemento asfáltico.....	18
2.3.2 Agregados.....	19
2.3.3 Asfalto modificado con polímeros.....	20
2.3.4 Métodos de diseño para mezclas asfálticas en caliente.....	21
2.4 DETERIOROS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	24
2.5 AGRIETAMIENTO POR FATIGA.....	25

2.5.1	Fatiga en los materiales.....	25
2.5.2	Fatiga en mezclas asfálticas en caliente	26
2.6	MECÁNICA DE LA FRACTURA	36
2.6.1	Generalidades	36
2.6.2	Análisis del fenómeno de fatiga.....	39
3	CAPÍTULO 3. ENSAYO SCB Y LA EVALUCACIÓN DE FATIGA EN MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE.....	41
3.1	RESEÑA HISTÓRICA DEL ENSAYO SEMICIRCULAR A FLEXIÓN (SCB).....	41
3.1.1	Enfoque de las propiedades básicas de la falla por fractura	41
3.1.2	Enfoque de las soluciones analíticas	42
3.1.3	Enfoque del crecimiento de la grieta.....	42
3.1.4	Enfoque de propiedades avanzadas de la fractura	42
3.2	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO SEMICIRCULAR A FLEXIÓN (SCB).....	43
3.2.1	Modo estático.....	43
3.2.2	Modo dinámico	47
3.3	ENSAYO SCB Y LA EVALUACIÓN DE FATIGA EN MAC A NIVEL INTERNACIONAL	49
3.4	ENSAYO SCB EN LA DESCRIPCIÓN DEL INICIO Y LA PROPAGACIÓN DE GRIETAS.....	53
3.5	PREDICCIÓN DE LA VIDA A FATIGA (N_f) CON EL ENSAYO SCB	54
3.5.1	Modelo para la predicción de los ciclos ante el inicio (N_i) y la propagación (N_p) de grietas, y la falla por fatiga (N_f)	54
3.5.2	Modelo del diseño mecánico empírico AASHTOWare Pavement ME Design modificado con el parámetro J_C -integral.....	55
3.6	REGLAMENTACIÓN INTERNACIONAL PARA LOS VALORES DEL PARÁMETRO J_C - INTEGRAL REQUERIDOS PARA EL ASEGURAMIENTO Y CONTROL DE LA CALIDAD	57
3.6.1	Concepto de diseño balanceado	57
3.6.2	Caso de Louisiana, Estados Unidos.....	59
3.6.3	Casos de Oklahoma y Utah.....	68
4	CAPÍTULO 4. RESULTADOS DEL ENSAYO SCB EN MEZCLAS ENSAYADAS POR EL LANAMMEUCR	70
4.1	INFORMACIÓN GENERAL Y DE MUESTREO DE LOS PROYECTOS EN ANÁLISIS.....	70

4.2	CARACTERIZACIÓN VOLUMÉTRICA Y DE DISEÑO DE LOS PROYECTOS EN ANÁLISIS.....	74
4.3	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE DESEMPEÑO PARA LOS PROYECTOS EN ANÁLISIS	79
5	CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS RESULTADOS DEL PARÁMETRO J_C - INTEGRAL	90
5.1	CORRELACIONES ENTRE EL PARÁMETRO J_C -INTEGRAL Y LOS CICLOS HASTA LA FALLA POR FATIGA 90	
5.2	RESULTADOS DE LA RLS ENTRE EL J_C -INTEGRAL Y LOS CICLOS HASTA LA FALLA POR FATIGA	96
5.2.1	Mezclas de TMN de 12,5 mm con deformación de 400 $\mu\epsilon$	96
5.2.2	Mezclas de TMN de 12,5 mm con deformación de 600 $\mu\epsilon$	97
5.2.3	Mezclas de TMN de 19,0 mm con deformación de 400 $\mu\epsilon$	98
5.2.4	Mezclas de TMN de 19,0 mm con deformación de 600 $\mu\epsilon$	99
5.3	CORRELACIONES DISTINTAS A LA LINEAL ENTRE EL PARÁMETRO J_C -INTEGRAL Y LOS CICLOS HASTA LA FALLA POR FATIGA	100
5.4	RESULTADOS DE LA RLM ENTRE EL PARÁMETRO J_C -INTEGRAL Y LAS PROPIEDADES VOLUMÉTRICAS DE LAS MEZCLAS	102
5.4.1	Mezclas de TMN de 12,5 mm	103
5.4.2	Mezclas de TMN 19,0 mm.....	105
6	CAPÍTULO 6. VALORES LÍMITE DEL PARÁMETRO J_C -INTEGRAL RECOMENDADOS PARA ESPECIFICACIONES	107
6.1	PARÁMETROS MÍNIMOS DE EVALUACIÓN A FATIGA EN MAC ENCONTRADOS EN LA REGLAMENTACIÓN VIGENTE DE COSTA RICA Y LOUISIANA	107
6.2	CLASIFICACIÓN Y CORROBORACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE PARÁMETROS PARA LAS MUESTRAS DE LOS PROYECTOS DE AUDITORÍA E INVESTIGACIÓN	109
7	CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
7.1	CONCLUSIONES.....	117
7.2	RECOMENDACIONES	120
8	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122
9	APÉNDICES.....	131

9.1	ANÁLISIS DE RLS ENTRE EL PARÁMETRO J_C -INTEGRAL Y LOS CICLOS HASTA LA FALLA POR FATIGA (TODOS LOS DATOS)	131
9.2	ANÁLISIS DE RLS MEZCLAS DE 12,5 MM Y 400 M ϵ (DATOS FILTRADOS).....	134
9.3	ANÁLISIS DE RLM	134
9.3.1	Análisis de RLS para las propiedades volumétricas de las mezclas de 12,5 mm.	134
9.3.2	Análisis de RLS para las propiedades volumétricas de las mezclas de 19,0 mm.	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Metodología del proyecto de graduación.....	12
Figura 2. Estructura tradicional de un pavimento flexible	13
Figura 3. Posibles capas de un pavimento flexible	13
Figura 4. Diagrama de fases de la mezcla asfáltica.....	22
Figura 5. Grietas longitudinales en el pavimento a causa del DTC.....	27
Figura 6. Grietas transversales a causa del TDC.....	27
Figura 7. Variación de la rigidez de la mezcla asfáltica en función de los ciclos de carga	28
Figura 8. Evolución de mezclas asfálticas con un comportamiento a deformación controlada ante la fatiga	29
Figura 9. Evolución de mezclas asfálticas con un comportamiento a esfuerzo controlado ante la fatiga Fuente: (Rondón et al., 2012)	30
Figura 10. Evolución de mezclas asfálticas con un comportamiento intermedio ante la fatiga	30
Figura 11. Modos de aparición de las fracturas	36
Figura 12. Energía total de fractura	40
Figura 13. Energía de fractura hasta la falla.....	40
Figura 14. Configuración del equipo de prueba	45
Figura 15. Dimensiones para el montaje del equipo de prueba	45
Figura 16. Ejemplos de curvas carga-deformación.....	46
Figura 17. Modelo de regresión lineal entre la energía de fractura hasta la falla y la longitud de ranura.....	47
Figura 18. Curva típica del desplazamiento de la ranura en función del número de ciclos.....	48
Figura 19. Correlación entre el RCI y el parámetro J_C -integral	64
Figura 20. Correlación entre el RCI predicho y el RCI medido en campo.....	65
Figura 21. Valores para la especificación del parámetro J_C -integral del LADOTD.....	66
Figura 22. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según la metodología de diseño.....	80
Figura 23. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según la metodología de diseño.....	80
Figura 24. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según el contenido de asfalto	81

Figura 25. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según el contenido de asfalto	82
Figura 26. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según el contenido de aire	83
Figura 27. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según el contenido de aire	83
Figura 28. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según los VMA	84
Figura 29. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según los VMA	85
Figura 30. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según los VFA .	85
Figura 31. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según los VFA .	86
Figura 32. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según la relación P/A	86
Figura 33. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según la relación P/A	87
Figura 34. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según la estabilidad Marshall	88
Figura 35. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según la estabilidad Marshall	88
Figura 36. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según el flujo Marshall	89
Figura 37. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según el flujo Marshall	89
Figura 38. Correlación lineal entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm con todos los datos	91
Figura 39. Correlación lineal entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm con todos los datos	91
Figura 40. Correlación lineal entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm con todos los datos	92
Figura 41. Correlación lineal entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm con todos los datos	92
Figura 42. Correlación lineal entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm con los datos filtrados.....	94

Figura 43. Correlación lineal entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm con los datos filtrados.....	94
Figura 44. Correlación lineal entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm con los datos filtrados.....	95
Figura 45. Correlación lineal entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm con los datos filtrados.....	95
Figura 46. Correlación cuadrática entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm con los datos filtrados	100
Figura 47. Correlación cuadrática entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm con los datos filtrados	101
Figura 48. Correlación exponencial entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm con los datos filtrados.....	102
Figura 49. Correlación exponencial entre el parámetro J_C -integral y los ciclos de fatiga de 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm con los datos filtrados.....	102
Figura 50. Evaluación de los parámetros mínimos de fatiga y fractura para mezclas de 12,5 mm y 400 $\mu\epsilon$	111
Figura 51. Evaluación de los parámetros mínimos de fatiga y fractura para mezclas de 12,5 mm y 600 $\mu\epsilon$	112
Figura 52. Evaluación de los parámetros mínimos de fatiga y fractura para mezclas de 19,0 mm y 400 $\mu\epsilon$	113
Figura 53. Evaluación de los parámetros mínimos de fatiga y fractura para mezclas de 19,0 mm y 600 $\mu\epsilon$	114
Figura 54. Cálculo de parámetros mínimos empleando el análisis de RLS para mezclas de 12,5 mm y 400 de deformación $\mu\epsilon$	116
Figura A 1. Gráfico de probabilidad normal	134
Figura A 2. Histograma de normalidad	134
Figura A 3. Gráfico de residuales estandarizados contra el valor estimado	134
Figura A 4. Gráfico de residuales estandarizados contra el número de observación	134

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Resumen de resultados del ensayo SCB en distintas investigaciones a nivel internacional.....	50
Cuadro 2. Características y resultados de los tramos incluidos en la investigación del ALF ...	55
Cuadro 3. Categorización por desempeño a fatiga de los tramos incluidos en la investigación del ALF.....	57
Cuadro 4. Valores reglamentarios del parámetro J_c -integral según el LADOTD.....	58
Cuadro 5. Información de los proyectos y mezclas participantes en el estudio del LTRC	60
Cuadro 6. Resultados para el índice de agrietamiento aleatorio de las secciones en el estudio del LTRC	62
Cuadro 7. Resultados del ensayo SCB para las secciones en el estudio del LTRC.....	63
Cuadro 8. Plan de mantenimiento de carreteras del LADOTD	65
Cuadro 9. Especificación propuesta por el LADOTD para evaluar el agrietamiento en mezclas asfálticas	67
Cuadro 10. Información general de los proyectos de auditoría e investigación	71
Cuadro 11. Información de muestreo para los proyectos de auditoría e investigación.....	73
Cuadro 12. Información de diseño para los proyectos de auditoría e investigación	75
Cuadro 13. Parámetros de formulación volumétrica de los proyectos de auditoría e investigación	76
Cuadro 14. Granulometría del agregado extraído para los proyectos de auditoría e investigación	77
Cuadro 15. Resultados de los ensayos de desempeño para los proyectos de auditoría e investigación.....	79
Cuadro 16. Muestras eliminadas para el ajuste de las correlaciones.....	93
Cuadro 17. Resultados del análisis de RLS en mezclas de 12,5 mm para 400 $\mu\epsilon$ de deformación	96
Cuadro 18. Resultados del análisis de RLS en mezclas de 12,5 mm para 600 $\mu\epsilon$ de deformación	97
Cuadro 19. Resultados del análisis de RLS en mezclas de 19,0 mm para 400 $\mu\epsilon$ de deformación	98
Cuadro 20. Resultados del análisis de RLS en mezclas de 19,0 mm para 600 $\mu\epsilon$ de deformación	99

Cuadro 21. Resultados del análisis de RLM para mezclas de 12,5 mm.....	103
Cuadro 22. Resultados del análisis de RLM para mezclas de 19,0 mm.....	105
Cuadro 23. Clasificación de la MAC de acuerdo con su uso y nivel de tráfico proyectado....	107
Cuadro 24. Valores mínimos para la evaluación del desempeño ante el agrietamiento por fatiga en MAC	108
Cuadro 25. Frecuencia de muestreo para evaluación del desempeño ante el agrietamiento por fatiga en MAC	108
Cuadro 26. Límites mínimos para la evaluación de desempeño a fatiga y fractura de la MAC	109
Cuadro A 1. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y los ciclos a hasta la falla por fatiga a 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm (todos los datos)	131
Cuadro A 2. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y los ciclos a hasta la falla por fatiga a 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm (todos los datos)	131
Cuadro A 3. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y los ciclos a hasta la falla por fatiga a 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm (todos los datos)	132
Cuadro A 4. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y los ciclos a hasta la falla por fatiga a 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm (todos los datos)	133
Cuadro A 5. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y el contenido de asfalto para mezclas de 12,5 mm (todos los datos)	134
Cuadro A 6. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y el contenido de asfalto para mezclas de 12,5 mm (valor extremo eliminado)	135
Cuadro A 7. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y el contenido de aire para mezclas de 12,5 mm	136
Cuadro A 8. Resultados de la prueba de hipótesis de la diferencia entre medias del parámetro J_C -integral y la presencia de polímero para mezclas de 12,5 mm	136
Cuadro A 9. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y el contenido de asfalto para mezclas de 19,0 mm	137
Cuadro A 10. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_C -integral y el contenido de aire para mezclas de 19,0 mm.....	137
Cuadro A 11. Resultados de la prueba de hipótesis de la diferencia entre medias del parámetro J_C -integral y la presencia de polímero para mezclas de 19,0 mm	138

RESUMEN

Slein Conejo, Javier

Propuesta de especificación del parámetro J_C -integral para mezclas asfálticas

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:

J. Slein C., 2021

xxxi, 130, [8]h; ils. col. – 74 refs.

En Costa Rica, los lineamientos del CR-2010 carecen de una especificación basada en un ensayo eficiente y eficaz para evaluar la fatiga en el control de calidad para mezclas asfálticas en caliente (MAC), ya que solo se emplea el ensayo AASHTO T 321, de alta variabilidad e impráctico para el control de calidad. Es por ello que el objetivo general de este proyecto fue proponer una especificación del parámetro J_C -integral para la evaluación de fatiga en MAC a través del análisis de resultados del ensayo semicircular a flexión (SCB). Para este estudio se recopilaron algunas de las principales investigaciones fuera de Costa Rica en el uso del ensayo SCB como método evaluador de fatiga en MAC. Además; se analizaron los resultados del parámetro J_C -integral provenientes de la ejecución del ensayo SCB, con la norma ASTM D 8044-16, en distintos estudios y proyectos viales auditados por el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR) de la Universidad de Costa Rica (UCR).

Se encontró que el estado de Louisiana definió sus especificaciones del parámetro J_C -integral con una metodología que combinó los resultados del ensayo SCB con el agrietamiento de MAC medido en campo, este estudio se podría adaptar y realizar en Costa Rica. Se observó que el parámetro J_C -integral se comportó directamente proporcional con el contenido de asfalto e inversamente proporcional con el contenido de aire; el parámetro J_C -integral se correlacionó linealmente con los resultados de la prueba AASHTO T 321. Finalmente, las mezclas que cumplieron con la especificación a fatiga del CR-2010 mostraron parámetros J_C -integral mínimos cercanos a $0,5 \text{ kJ/m}^2$, igual al de la especificación de Louisiana; por ende, se recomendó, de forma preliminar, este como valor mínimo para la especificación a aplicar en el contexto nacional. J.S.C.

CR-2010; ESPECIFICACIÓN; CONTROL DE CALIDAD; FATIGA; MEZCLA ASFÁLTICA; ENSAYO SCB; ASTM D 8044-16; PARÁMETRO J_C -INTEGRAL

Ing. Wendy Sequeira Rojas, MSc.

Escuela de Ingeniería Civil

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación

1.1.1 Problema específico

El deterioro por fatiga en pavimentos asfálticos, también denominados pavimentos flexibles, es uno de los daños más comunes en estas estructuras y se produce a causa de la repetición de cargas con una magnitud menor a la resistencia máxima del material (Pérez, Valdés, Botella, Miró y Martínez, 2011). Los investigadores Baaj y Di Benedetto (2005) (como se cita en Pérez et al., 2011) describen, a grandes rasgos, el mecanismo de falla por fatiga en las mezclas asfálticas como un proceso que inicia con una fase de micro fisuras que posteriormente se unen entre sí para formar las macro fisuras en la segunda fase y finalmente, provocar la ruptura de la mezcla en la última etapa; es este comportamiento el que buscan representar en laboratorio los diferentes ensayos destinados a la evaluación del desempeño ante este daño.

Los ensayos más extendidos a nivel regional y nacional para la evaluación de fatiga son los cíclicos, es decir, aquellos en los que se someten los especímenes a la aplicación de un proceso de carga y descarga repetitivo a deformación o desplazamiento controlado hasta provocar la falla de la muestra. En los procesos de fatiga, el fallo de la mezcla asfáltica no es un evento súbito ni provoca la ruptura total del material, sino que por el contrario se da un daño progresivo, así como un deterioro gradual de sus características mecánicas (carga, deformación y módulo de rigidez según sea el criterio de la prueba) (Alfaro, Flores y Martínez, 2016). Por consiguiente, estas deben ser monitoreadas en los procesos de ensayo para que, a partir de sus curvas de evolución, se pueda determinar el número máximo de ciclos que resiste el material.

A pesar de la definición de estándares y normas de ensayo para este tipo de pruebas, los resultados derivados de su aplicación poseen una tendencia a producir datos imprecisos en algunos casos como cuando se aplican a mezclas flexibles, particularmente con un contenido de asfalto alto o mezclas con asfaltos modificados. Esto es debido a que cuando la carga aplicada alcanza un 50 % de la inicial, que es considerado como un criterio de falla, los investigadores exponen que este tipo de mezclas aún no han alcanzado su capacidad a fatiga, sino que solo han experimentado un reacomodo de sus materiales dada la flexibilidad de estas composiciones (Pérez et al., 2011).

Es así como se ha demostrado que la resistencia al agrietamiento por fatiga, usualmente representada en estos ensayos con el número de ciclos, no tiene una relación definida con la deformación alcanzada o el esfuerzo aplicado, ya que también se ve influenciada por las propiedades de la mezcla por lo que requeriría una calibración por cada tipo de material para poder asegurar resultados verídicos en cuanto a su comportamiento a fatiga (Vargas, 2014). Lo anterior, sumado a la alta variabilidad hace que estos ensayos sean poco convenientes para el control de calidad.

En Costa Rica, el *Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes* vigente a la fecha, mejor conocido como el *CR-2010*, indica que la evaluación del desempeño a fatiga de las mezclas asfálticas en caliente (MAC) debe realizarse con base en la cantidad de ciclos obtenidos mediante el ensayo AASHTO T 321: *Determinación de la vida de fatiga de mezcla asfáltica en caliente (MAC) sujeta a flexotracción con cargas dinámicas* (Ministerio de Obras Públicas y Transportes [MOPT], 2010). Dicho ensayo es criticado por múltiples entes gubernamentales y académicos, y empresas privadas del sector vial debido a que no parece ser la prueba adecuada a usar para el control de calidad. Esto por su duración, imposibilidad de aplicarse en campo por el tamaño de sus especímenes y equipo, y especialmente, su alta variabilidad de resultados que no permite establecer rangos confiables para la cantidad de ciclos admisibles en la evaluación del desempeño a fatiga de pavimentos asfálticos (Arrieta, 2016).

A pesar de ser el *CR-2010* el documento oficial de la Administración para definir las obligaciones contractuales del diseño, la construcción y conservación de nuevas obras viales, este carece de una especificación que se base en un ensayo práctico, rápido y efectivo que permita evaluar el desempeño a fatiga en el control de calidad de las mezclas asfálticas en caliente que se colocan en distintos proyectos de infraestructura vial. Debido a ello es que en el siguiente proyecto se analiza el comportamiento mecánico de doce muestras de MAC, provenientes de diferentes proyectos viales y de investigación, a través de la aplicación del ensayo a flexión semicircular (SCB) (Norma ASTM D8044-16) para proponer un parámetro alternativo al de la prueba AASHTO T 321 que permita evaluar la resistencia al agrietamiento por fatiga de mezclas asfálticas en los controles de calidad.

1.1.2 Importancia

En Costa Rica, se estima que cerca de un 90 % de la Red Vial (tanto Nacional como Cantonal) se compone de una estructura de pavimento flexible; es decir, aquella cuya superficie de ruedo es una carpeta de mezcla asfáltica (Benavides, 2017). Una de las principales razones que explica esta tendencia histórica en el desarrollo de infraestructura vial en el país es la baja inversión inicial en comparación a los pavimentos de concreto hidráulico (rígidos). Aunado a esto, el informe *Costos de carreteras en Costa Rica* publicado por el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR) en el año 2017 analizó varios proyectos del Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI) y concluyó que en el país los trabajos de mantenimiento de los pavimentos rígidos resultan más costosos que los de pavimentos flexibles (lo cual es usualmente al inverso) debido a que en dichas actividades se contempla la remoción de losas completamente deterioradas (Picado et al., 2017).

Una vez que se conoce el principal componente de las vías nacionales es pertinente mencionar que los autores Saha y Biligiri (2018) exponen, como se recalzó anteriormente, que el daño por fatiga es el más común de los deterioros para pavimentos flexibles. Por su parte Flores, Delgado, Garnica y García (s.f.) indican que este deterioro reduce la vida útil del pavimento (falla prematura) y afecta el confort del usuario por lo que su incidencia en carretera no se puede ignorar ya que impacta negativamente las condiciones de servicio de la vía. A nivel nacional, el Ing. Luis Carlos Zamora (2011), en su tesis de graduación, describió el agrietamiento por fatiga como uno de los deterioros más comunes de los pavimentos flexibles a nivel cantonal y nacional por lo que el análisis en busca de un adecuado desempeño de estas estructuras constituye un tema de interés a nivel país.

Al ser la fatiga un deterioro tan reconocido en los pavimentos flexibles y de tan marcadas consecuencias para el desempeño de estos es que Loría, Arce, Elizondo y Aguiar (2004) en la investigación *Determinación de leyes y una especificación costarricense para fatiga de mezclas asfálticas en caliente* resaltan que el establecimiento de metodologías efectivas que permitan entender y evaluar el comportamiento de los pavimentos a fatiga es de especial interés ya que la describen como una "característica fundamental para el diseño estructural de un pavimento y para poder efectuar un adecuado análisis financiero del mismo" (p.2) por lo que la aplicación de ensayos de alta variabilidad e imprácticos atenta contra la correcta evaluación del desempeño de los pavimentos.

Costa Rica es una nación en vías de desarrollo y su infraestructura vial es la principal arteria de crecimiento económico pues es por donde transita toda la carga que entra y sale del territorio nacional. Ahora bien, con respecto a este tema, es importante señalar que de acuerdo con un informe del Programa Estado de la Nación (2018) en el tema de infraestructura y movilidad de bienes y servicios, Costa Rica tiene una de las redes viales más densas del planeta ubicándose en el puesto N° 29 a nivel mundial y N° 11 a nivel latinoamericano con una densidad de carreteras de 0,94 km/km², lo que quiere decir que el país posee casi 1 km lineal de activo vial por cada km² de superficie territorial.

En el mismo informe los autores exponen que, si bien una red tan densa brinda una ventaja competitiva por la facilidad de acceso mediante vías terrestres a cualquier parte del territorio nacional, esto supone también un reto en cuanto a la gestión y mantenimiento de un patrimonio vial de tales dimensiones. Este tema se vuelve prioritario cuando la Red Vial tiene implicaciones tan sensibles en la economía nacional ya que sus características físicas y de desempeño inciden directamente en la movilidad y productividad de sectores económicos como el de la piña, los lácteos, las zonas francas, los implementos médicos y el turismo.

Es por ello que es de suma importancia para el país procurar obras viales eficientes, duraderas y de calidad que, entre otras características, no presenten una falla prematura debido al agrietamiento por fatiga. A raíz de esto es que en el presente proyecto se propone una especificación del parámetro que representa la tasa de liberación de energía elastoplástica crítica (J_C -integral) que sea válida y adecuada al contexto nacional para el control de calidad del desempeño a fatiga de mezclas asfálticas en caliente de uso frecuente en proyectos de infraestructura vial del país.

1.1.3 Antecedentes

En 2018, Cao, Mohammad, Elseifi, Cooper y Saadeh condujeron un estudio que tuvo por objetivo estimar el desempeño a fatiga de los concretos asfálticos en campo a través de la aplicación del ensayo SCB a 10 diseños de mezcla asfáltica generados por la *Federal Highway Administration* (FHWA) en el que se variaron los contenidos de tejas de asfalto recicladas (RAS por sus siglas en inglés) y pavimento asfáltico recuperado (RAP por sus siglas en inglés), el tipo de ligante y las técnicas de mezclado en caliente. Del ensayo se obtuvo para cada mezcla, la tasa de liberación de energía elastoplástica crítica (J_C -integral) que a grandes rasgos expresa la resistencia de las mezclas a la fractura. Dicho parámetro mostró sensibilidad ante los cambios

en las características de la mezcla. Además de ello, se generó una propuesta de modificación al modelo de predicción de fatiga de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) para incluir el parámetro J_c -integral.

En ese mismo año (2018), los autores Tidoni y Delbono reprodujeron el ensayo SCB con el objetivo de determinar las propiedades de fractura y la resistencia a fatiga de algunos tipos de MAC, para ello, emplearon mezcla asfáltica convencional con un ligante AC-20 y la metodología de las normas AASHTO T 312/ASTM D6925 que estandarizan el uso del compactador giratorio de la empresa YPF. La normativa empleada para ensayar los especímenes fue la AASHTO TP 105-13 y como resultados se obtuvieron dos parámetros: el índice de tenacidad de la mezcla y la energía disipada en forma de trabajo al agrietar el espécimen. La conclusión de este estudio versa sobre como el ensayo permite analizar la facilidad con la que mezcla asfáltica se agrieta a través de la energía disipada.

En 2016, el Departamento de Transportes de Louisiana (LaDOTD por sus siglas en inglés) en Estados Unidos incorporó dentro de su manual *Especificaciones Estándar para Caminos y Puentes* un valor mínimo del parámetro J_c -integral de 0,5 kJ/m² para mezclas de nivel 1 (menos 3 millones de ESALs) y 0,6 kJ/m² para mezclas de nivel 2 (3 millones de ESALs o más) como criterio de aceptación en los diseños de mezclas asfáltica. Esto provee una referencia de como el ensayo SCB ya ha sido empleado para la aprobación de diseños (aseguramiento de la calidad [QA]) y el control de calidad (QC) en mezclas asfálticas por parte de entes gubernamentales.

En ese mismo año (2016), Arrieta realizó una comparación entre los siguientes ensayos para evaluar el agrietamiento por fatiga: el AASHTO T 321 (Ensayo de fatiga por flexión de vigas), el AASHTO M 323 (Ensayo Overlay) y el Ensayo a flexión semicircular repetida (RSCB) que es una variación del ensayo SCB. El proyecto evaluó el comportamiento a fatiga de 8 tipos de mezcla asfáltica en las que se variaron sus aditivos y tamaño máximo nominal. Los resultados del ensayo Overlay y RSCB se mostraron similares entre sí y favorables para evaluar la fatiga, mientras que la prueba con vigas tuvo resultados inadecuados para algunas mezclas; aparte de esto, la rapidez y tamaño de los especímenes fueron ventajas a rescatar de los primeros dos ensayos con respecto al AASHTO T 321. Es importante mencionar que para el desarrollo del ensayo SCB y el RSCB el autor empleó las metodologías expuestas por otros investigadores ya que la norma ASTM D8044-16 (SCB) data del mismo año del trabajo de Arrieta mientras

que a la fecha del presente informe, aún no existe una norma para la aplicación del ensayo RSCB.

En 2014, los investigadores Paredes y Reyes aplicaron el ensayo SCB a diferentes tipos de mezcla asfáltica a las que les variaron la granulometría, el tipo de asfalto, el porcentaje de cal en el *filler* y el nivel de compactación con el objetivo de evaluar la efectividad del ensayo a la hora de definir las propiedades mecánicas de las mezclas tales como la carga máxima y el desplazamiento ante esta, la energía elástica hasta la carga máxima, la energía de fluencia en el área post pico, el índice de rigidez a la tracción y el índice de tenacidad. Su principal resultado fue notar la sensibilidad del ensayo para derivar estas propiedades ante los cambios hechos en el diseño de mezcla por lo que concluyeron que la prueba es una alternativa veloz y eficaz, así como económica para caracterizar mezclas asfálticas; asimismo, también expusieron que sus parámetros se pueden correlacionar con el desempeño a fatiga.

Kim, Mohammad y Elseifi realizaron en 2012 una comparación de la resistencia a la fractura de mezclas asfálticas a las cuales se les varió la temperatura de mezclado, el tipo de asfalto (modificado con polímero o no), el envejecimiento de sus especímenes, el contenido de RAP, la procedencia (planta o laboratorio) y el tamaño máximo nominal, para ello emplearon el ensayo SCB y el de tensión indirecta (IDT) (AASHTO T 322) y se correlacionaron sus resultados. Para el caso del ensayo SCB, el parámetro J_C -integral mostró valores que indicaron mayor resistencia a la fractura para asfaltos modificados con polímero y para aquellos especímenes sin envejecer; mientras que, para los especímenes envejecidos, se evidenció una menor energía de fractura al tiempo que aumentaron su rigidez.

Por otro lado, las técnicas de mezclado en tibio de mezclas asfálticas convencionales o con contenidos de RAP menores al 30 % no afectaron negativamente la resistencia a la fractura de los especímenes. La comparación entre el parámetro J_C -integral del ensayo SCB y el índice de rigidez (TI) del ensayo IDT reveló una buena correlación entre ambos resultados, especialmente en mezclas producidas en laboratorio. Además, se obtuvo que el parámetro J_C -integral mostró un coeficiente de correlación de 0,58 con el agrietamiento de las carpetas asfálticas de los pavimentos de Louisiana. De la investigación descrita anteriormente, se validó la técnica SCB para predecir el comportamiento a fractura de las mezclas asfálticas y el planteamiento de la relación entre sus resultados y el agrietamiento por fatiga.

Arabani y Ferdowsi en 2008 realizaron una investigación para determinar la resistencia a la fractura de mezclas asfálticas, las mezclas asfálticas en caliente se ensayaron a temperaturas intermedias y altas. Entre los resultados, se obtuvo que el ensayo determina la resistencia a la fractura o la susceptibilidad con la que una mezcla se agrieta y que ésta se ve influenciada por el tipo de agregado empleado. De la misma forma, la prueba de SCB se resaltó como útil para determinar la resistencia a tensión y al agrietamiento de las mezclas asfálticas con buena repetitividad, todo esto incluso a temperaturas altas por lo que los mecanismos de falla se pueden analizar a través de la teoría de mecánica de la fractura.

Las investigaciones expuestas anteriormente comprueban como en otras partes del mundo el ensayo SCB se ha presentado como una alternativa económica, veloz y eficaz para el control de calidad en mezclas asfáltica gracias a la correlación de sus resultados (como el parámetro J_C -integral) con el desempeño a fatiga, su sensibilidad ante los cambios en el diseño de mezcla, su repetitividad, poca variabilidad de sus resultados y la practicidad de su ejecución.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Proponer una especificación del parámetro J_C -integral para la evaluación del desempeño a fatiga de mezclas asfálticas en caliente (MAC) a través del análisis de resultados del ensayo semicircular a flexión (SCB).

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar una revisión a una parte del estado del arte con respecto a la implementación del ensayo SCB en el control de calidad del agrietamiento por fatiga en MAC a nivel internacional para recopilar parámetros de referencia en el uso de la prueba.
- Establecer una base de datos con los resultados del parámetro J_C -integral para mezclas asfálticas de características distintas a través del análisis de las réplicas del ensayo SCB realizadas por el LanammeUCR.
- Comparar los resultados del parámetro J_C -integral de las distintas mezclas asfálticas en la base de datos para la identificación de las posibles diferencias en su desempeño mediante un análisis estadístico multifactorial.
- Determinar, a través de la comparación con criterios y modelos de diferentes autores, el valor límite del parámetro J_C -integral asociado a un adecuado comportamiento a fatiga en cada MAC analizada para realizar una propuesta de especificación.

1.3 Delimitación del problema

1.3.1 Alcance

Este proyecto tiene un enfoque cuantitativo ya que su objetivo es proponer una especificación de calidad del parámetro que representa la tasa de liberación de energía elastoplástica crítica (J_C -integral) para lo que se requirió de los resultados del ensayo SCB ejecutados por el LanammeUCR en investigaciones y muestreos; tanto en procesos de auditoría de diferentes proyectos de la Red Vial Nacional, así como de la caracterización de dichos diseños de MAC. Este objetivo también sustenta el alcance exploratorio y descriptivo que posee el trabajo debido a que se va a proponer una especificación que aún no existe en el contexto costarricense para lo cual se necesita una descripción de cómo las diferentes propiedades de las mezclas a analizar repercuten en el comportamiento del parámetro J_C -integral.

Los valores de especificación para el parámetro J_C -integral se basan únicamente en los resultados de la aplicación del ensayo SCB (norma ASTM D8044-16) a muestras de dos proyectos de la Unidad de Investigación en Infraestructura del Transporte (UIIT) del LanammeUCR titulados *Diseño, construcción y evaluación del desempeño de mezcla modificada con material de desecho* y *Desempeño de mezclas asfálticas con contenidos de asfalto sobre el 6 %*, en el Trabajo Final de Graduación de la estudiante Melissa Mora Valverde dirigido por el Ing. Jose Pablo Aguiar denominado *Análisis de la variabilidad asociada a ensayos de fatiga en mezclas asfálticas* y también de MAC muestreadas como parte de los procesos de fiscalización en los proyectos de obra nueva y conservación vial de la Unidad de Auditoría Técnica (UAT) del LanammeUCR.

La tenencia de varios diseños de mezcla también permite comparar los resultados del ensayo para mostrar las diferencias de desempeño entre los distintos tipos de MAC. Del mismo modo, la revisión bibliográfica se emplea como referencia y respaldo a la implementación del ensayo SCB en la evaluación de fatiga de MAC a nivel internacional.

1.3.2 Limitaciones

Como una de las principales limitaciones se tuvo la expansión de la pandemia a causa del virus SARS-CoV-2 a inicios del mes de marzo de 2020 que provocó la suspensión de gran parte de las actividades académicas de la Universidad de Costa Rica, entre ellas, la ejecución de ensayos de laboratorio por parte de estudiantes en las instalaciones del LanammeUCR. Lo anterior ocasionó un atraso sustancial en el cronograma de actividades del proyecto. Es por ello que se

decidió, en conjunto con el comité asesor y con la aprobación de la Escuela de Ingeniería Civil (EIC), modificar los objetivos y el alcance del trabajo final de graduación eliminando así el esquema experimental y sustituyéndolo con un análisis de resultados del ensayo SCB ejecutado por el LanammeUCR como una alternativa que asegurase el cumplimiento del proyecto en el tiempo estipulado para este.

Además, se tiene la variabilidad intrínseca en la base de datos debido a que las mezclas pertenecen a proyectos de investigación y procesos de auditoría que se llevaron a cabo en espacios temporales distintos y con diseños de mezcla de características distintas entre sí, por ende, no se tiene conocimiento de los factores que pudieron haber influido en la obtención de los resultados lo que ocasionó que muchas de las conclusiones derivadas del trabajo se presentasen como referencia o un punto de partida y también planteó la necesidad de continuar la investigación en el tema. Por otro lado, el asfalto empleado por las mezclas de los distintos diseños es el tipo AC-30 (equivalente a un PG 64-22 que puede variar si se le adicionan aditivos) debido a que en el país solo se comercializa este tipo de ligante.

Otra limitación que condicionó la información provista por la institución fue que los especímenes circulares del compactador giratorio Superpave con las dimensiones indicadas en la norma del ensayo SCB mostraron en algunos casos dos contenidos de vacíos a lo largo de su geometría por lo que es posible que algunas dimensiones fuesen modificadas para cumplir con lo estipulado en el estándar. Por último, con respecto al equipo de ensayo, este tuvo que ser adaptado a las especificaciones de la norma ASTM D8044-16 ya que el original no satisfacía las medidas estipuladas.

1.4 Metodología

A continuación, se describirá cada una de las etapas de la metodología, la cual se puede apreciar en el diagrama de flujo de la Figura 1.

1.4.1 Etapa I: Revisión bibliográfica

Una vez que la propuesta del proyecto es aprobada por la Escuela de Ingeniería Civil (EIC) de la UCR, se procede primero, a revisar, modificar y ampliar (en caso de ser necesario), los elementos correspondientes a justificación, objetivos, alcance, limitaciones y marco teórico; y segundo, a realizar una revisión bibliográfica de lo que a nivel internacional se ha hecho para emplear el ensayo SCB como método evaluador de fatiga en MAC.

1.4.2 Etapa II: Obtención de los resultados del ensayo SCB

En paralelo a la Etapa I, se procede a solicitar ante la UIIT el acceso a los datos relacionados con la ejecución del ensayo SCB en las investigaciones denominadas *Diseño, construcción y evaluación del desempeño de mezcla modificada con material de desecho, Desempeño de mezclas asfálticas con contenidos de asfalto sobre el 6 % y Análisis de la variabilidad asociada a ensayos de fatiga en mezclas asfálticas*, así como también a los datos de los ensayos SCB solicitados por la UAT al Laboratorio de Mezclas Asfálticas (LMA) como parte de sus labores de fiscalización en proyectos de conservación vial y obra nueva de la Red Vial Nacional.

1.4.3 Etapa III: Organización y análisis de la información

Una vez que se cuente con el acceso a la información solicitada ante la UIIT y la UAT se procede a crear una base de datos con los resultados del ensayo SCB (Jc-integral) y denotando también la caracterización detallada para cada tipo de mezcla asfáltica: tamaño máximo nominal del agregado, contenido de asfalto por peso, porcentaje de vacíos de aire, contenido de humedad, gravedad específica máxima teórica y gravedad específica de especímenes de mezcla asfáltica en caliente compactados, presencia de material reciclado o de aditivos, entre otras. Para esto se requiere que dentro del marco metodológico de las investigaciones y procesos de fiscalización de los cuales se extraerá la información se cuente también con los resultados de las siguientes pruebas de laboratorio:

- AASHTO T 209-19 – Método estándar de ensayo para la gravedad específica máxima teórica (G_{mm}) y densidad de mezclas asfálticas.
- AASHTO T 308-18 – Método estándar de ensayo para la determinación del contenido de asfalto en mezclas asfálticas mediante el método de ignición.
- AASHTO T 30-19 – Método estándar de ensayo para el análisis granulométrico del agregado extraído.
- AASHTO T 110-03 - Método estándar de ensayo para el contenido de humedad y destilados volátiles en mezclas asfálticas en caliente.
- AASHTO T 166-16 – Método estándar de ensayo para la gravedad específica (G_{mb}) de mezclas asfálticas compactadas usando especímenes saturados con superficie seca.
- AASHTO T 269-14 - Método estándar de ensayo para el contenido de vacíos de aire de mezclas asfálticas abiertas y densas.

- ASTM D 8044-16 Método de ensayo estándar para la evaluación de la resistencia al agrietamiento de mezcla asfáltica usando el ensayo semicircular a flexión a temperaturas intermedias.

Una vez completada la base de datos se continúa con la realización de un análisis estadístico para medir la sensibilidad de cada una de las propiedades de las mezclas asfálticas en estudio en los resultados del parámetro J_c -integral y también para describir la correlación de estos con el desempeño a fatiga medido a través del ensayo AASHTO T 321.

1.4.4 Etapa IV: Comparación de criterios y conclusiones

Una vez que se tengan cuáles son las diferencias significativas entre el desempeño de las mezclas asfálticas en función de sus propiedades se determina el valor límite del parámetro J_c -integral que mejor represente a las mezclas en estudio y también la significancia de dicho parámetro con respecto al comportamiento a fatiga mediante el uso de modelos y criterios empleados por autores en investigaciones previas del ensayo SCB como método evaluador de fatiga en MAC a nivel internacional.

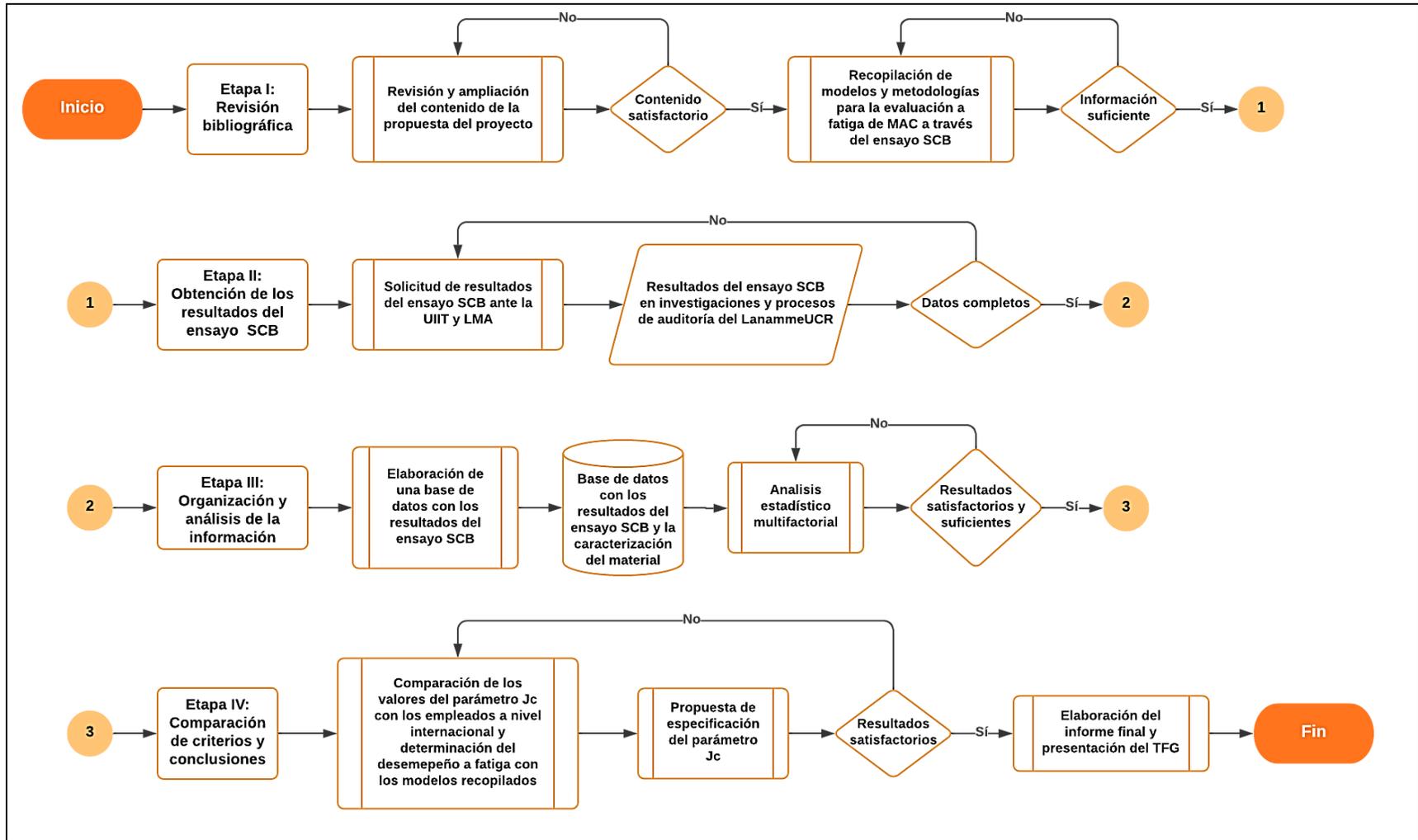


Figura 1. Metodología del proyecto de graduación

2 Capítulo 2. MARCO TEÓRICO

2.1 Pavimentos flexibles

En la infraestructura de carreteras se encuentran 3 tipos de pavimentos: los rígidos, los semiflexibles y los flexibles, estos últimos son aquellos que se constituyen de una capa de rodamiento hecha de mezcla asfáltica, también llamado concreto asfáltico, y dos capas granulares no tratadas o ligadas conocidas como la base y la sub-base, cada una con diferentes espesores y características mecánicas que se colocan sobre el terreno natural al que también se le llama sub-rasante (Coto, 2016). Un ejemplo de esta configuración se muestra en la Figura 2, aunque estas estructuras pueden componerse de un mayor número de capas, las cuales pueden ser granulares, de concreto asfáltico con cualidades distintas a las de la superficie de rodamiento, o simplemente de ligante asfáltico (Zúñiga, 2015) (ver Figura 3).

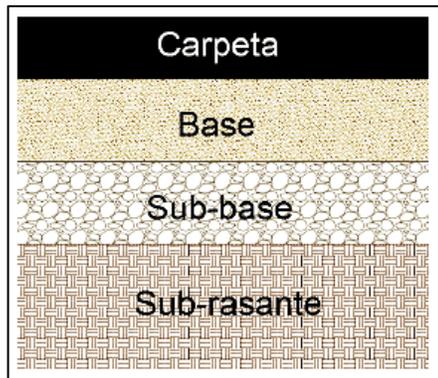


Figura 2. Estructura tradicional de un pavimento flexible

Fuente:(Coto, 2016)



Figura 3. Posibles capas de un pavimento flexible

Fuente: (Zúñiga, 2015)

Entre las propiedades y funciones de las capas expuestas anteriormente se resaltan:

- **Sub-base:** es una capa granular cuya función es principalmente económica ya que su presencia reduce el espesor requerido de la carpeta asfáltica al contribuir en la transmisión de esfuerzos. También le provee protección a la base al evitar el flujo de materiales y ascenso capilar desde el terreno natural al actuar como un filtro (Coto, 2016).
- **Base:** es una capa granular que puede ser estabilizada con cemento, cal o asfalto para mejorar sus propiedades mecánicas, su principal función es la transmisión de esfuerzos entre la carpeta de rodamiento y la sub-base aunque también posee una implicación económica al reducir el espesor de la capa de mezcla asfáltica (Coto, 2016).
- **Carpeta de rodamiento:** es compuesta por un tipo de mezcla asfáltica que depende de las necesidades del pavimento, esta provee una superficie uniforme para el tránsito y debe resistir la abrasión y el impacto de las condiciones ambientales, en esta capa inicia la transmisión de esfuerzos hacia las secciones inferiores. También debe prevenir la intrusión de agua hacia la base y sub-base (Coto, 2016).
- **Riego de liga:** capa fina de emulsión asfáltica que proporciona adherencia entre carpetas de mezcla asfáltica para asegurar la adecuada transferencia de esfuerzos en la estructura (Guerrero et al., 2019).
- **Riego de imprimación:** capa de emulsión asfáltica que se coloca sobre superficies granulares o bases estabilizadas para su protección luego de que se construyen y también para asegurar la adherencia entre las capas granulares con el concreto asfáltico y, por ende, la correcta transmisión de esfuerzos (Guerrero et al., 2019).

Entre las ventajas del uso de pavimentos flexibles se resaltan dos: su economía y facilidad de proceso constructivo. Por el lado económico se tiene un costo inicial más bajo por concepto de materiales, mano de obra y equipos que en los pavimentos rígidos sumado a una vida útil con capacidad de extensión si se le da el mantenimiento adecuado a la capa superior las cuales inicialmente se proyectan para dar servicio de entre (15 – 20) años. Ahora bien, el proceso constructivo es más sencillo debido a su rápida colocación y puesta en servicio al no requerir un curado o proceso de fragua que sí necesitan las losas de concreto de los pavimentos rígidos (Lee y Estrada, 2020).

El propósito de los pavimentos flexibles, al igual que cualquier otra estructura de pavimentos, es el de “absorber y luego disipar las cargas vehiculares a través de esta, de manera que no afecten el comportamiento de la sub-rasante”. (Castaño et al., 2009, p.20), esto de forma segura y cómoda para el usuario al tiempo que se resguarda la inversión económica para lo cual se debe garantizar un estado óptimo de los materiales, así como de la combinación de estos. Es entonces como dentro del diseño de pavimentos se debe considerar la función de resistencia, con lo que se definen los tipos de materiales a emplear y el espesor de las capas; y la labor de finalidad, con la que se determinan texturas y acabados, entre otras características que incidirán en su desempeño (Padilla, 2004).

2.2 Mezclas asfálticas

2.2.1 Definición y propiedades

García y Hansen (2001), citados por Stefanie Rivera (2019, p.9), definen a la mezcla asfáltica como un aglomerado producto de la combinación de agregados gruesos y finos que aportan resistencia, un agente aglutinante (ligante asfáltico) que provee la cohesión entre los componentes, así como la impermeabilización del conjunto, polvo mineral (*filler*) y, en ocasiones, uno o varios aditivos que modifican las propiedades originales de los materiales, principalmente del asfalto, con lo que se espera que todo el conjunto le asegure durabilidad a la estructura del pavimento (Rivera, 2019).

Según Kraemer et. al (2004), citados por Alejandro Padilla (2004, p.44), estas se colocan mayoritariamente en la capa superior de los pavimentos flexibles para soportar las cargas de tránsito y transmitir las a las capas inferiores; sin embargo, existen pavimentos en los que también se han colocado estas mezclas en capas inferiores para soportar el tránsito pesado de alta intensidad.

Los autores Rondón y Reyes (2015) exponen las principales propiedades que se desean en las mezclas asfálticas, estas se listan a continuación:

- Resistencia bajo carga monotónica a tracción (estabilidad)
- Resistencia a las deformaciones permanentes
- Resistencia a la fatiga
- Resistencia al deslizamiento
- Impermeabilidad
- Resistencia al envejecimiento

- Durabilidad
- Resistencia a las condiciones ambientales
- Trabajabilidad
- Economía

Además de ello y como parte de un conjunto también debe brindar regularidad, color y sonoridad adecuados para garantizar una experiencia segura y comfortable al usuario que sobre ella transite (Padilla, 2004).

2.2.2 Clasificación

En su tesis de grado, Padilla (2004) realizó una clasificación de las mezclas asfálticas por diversos criterios:

- **Por las combinaciones de agregados**
 - *Masilla asfáltica*
 - *Mortero asfáltico*
 - *Concreto asfáltico*
 - *Macadam asfáltico*
- **Por la temperatura de colocación**
 - *Mezclas asfálticas en caliente (MAC)*
 - *Mezclas asfálticas en frío (MAF)*
 - *Mezclas asfálticas tibias (MAT)*
- **Por su contenido de vacíos de aire**
 - *Mezclas asfálticas abiertas:* Son aquellas mezclas con un contenido de vacíos de aire mayor al 10 %, estas tienen una granulometría mal gradada debido a que incorpora solo partículas gruesas.
Mezclas asfálticas densas: Estas poseen un contenido de vacíos de aire igual o menor al 10 % y agregados con granulometría bien gradada al contar con varios tamaños de partículas en las que las más pequeñas cierran los espacios entre las más grandes (Rondón y Reyes, 2015).
- **Por la granulometría**
 - *Mezclas asfálticas continuas*
 - *Mezclas asfálticas discontinuas*
- **Por su composición**

- *Mezclas asfálticas convencionales:* Se componen de ligante asfáltico, agregados finos y gruesos y el polvo mineral, sin aditivos que modifiquen sus características.
- *Mezclas asfálticas modificadas:* Además de los componentes ya mencionados para una mezcla convencional, se incorporan a la mezcla productos químicos como por ejemplo polímeros para mejorar su desempeño. El mezclado puede ser en húmedo (cuando se le añade el aditivo al asfalto) o en seco (cuando el modificador se incorpora a los agregados) siendo más común la primera modalidad (Rondón y Reyes, 2015).
- **Por el contenido de material reciclado**
 - *Mezclas asfálticas sin material reciclado:* Son aquellas que se producen con agregados, asfalto y aditivos vírgenes, es decir, que vienen de un primer proceso productivo.
 - *Mezclas asfálticas con material reciclado:* A los componentes tradicionales se les incorporan materiales recuperados de un proceso previo; por ejemplo, se pueden combinar con RAP que son restos de un pavimento asfáltico removido de su sitio; también se puede usar RAS que son las tejas asfálticas recuperadas de demoliciones o remodelaciones. También se han usado bolsas de plástico reutilizadas como modificantes. Estos materiales se emplean con el objetivo de reducir el costo de la mezcla y la huella ambiental de los proyectos (Peurifoy et al., 2018).

En la presente investigación se aborda la mezcla asfáltica en caliente densa.

2.3 Características y materiales de las mezclas asfálticas en caliente

La temperatura de fabricación es usualmente mayor a los 150 °C mientras que la temperatura de colocación ronda los 130 °C y compactación en sitio que ronda el rango de entre 80 °C y 140 °C (MOPT, 2010). Para el proceso de mezclado, tanto el ligante como los agregados se deben calentar; la composición usual por volumen es de un 85 % de agregados, un 10 % de ligante asfáltico y un 5 % de vacíos de aire, si se incorporan aditivos incorporados estos representan un porcentaje bajo de la composición. La proporción en peso es de un 95 % de agregados y un 5 % de ligante (Lee y Estrada, 2020). Las mezclas bituminosas en caliente normalmente se producen en plantas destinadas para este propósito.

A continuación, se realizará una descripción de los materiales que componen las mezclas asfálticas convencionales y las modificadas.

2.3.1 Ligante o cemento asfáltico

El ligante o cemento asfáltico derivado del petróleo viscoelástico cuyas principales características se listan a continuación:

- **Sensibilidad a la temperatura:** A altas temperaturas su composición pasa de viscosa casi sólida a comportarse como un fluido mientras que ante el descenso de la temperatura sus propiedades cambian de elásticas a rígidas (Lee y Estrada, 2020).
- **Durabilidad:** Los ligantes asfálticos pueden resistir, ocasionalmente, incrementos de carga mayores a las de diseño sin sufrir deformación permanente por su elasticidad. También han mostrado tener un buen comportamiento ante agentes químicos tal como la sal esparcida en caminos con heladas estacionales, así como una nula afectación ante ácidos y materiales alcalinos (Lee y Estrada, 2020).

No existe un único tipo de asfalto para aplicaciones en pavimentos flexibles, estos se clasifican según sus propiedades reológicas o de flujo (endurecimiento, penetración, ductilidad, susceptibilidad a la temperatura, viscosidad, dureza y resistencia al cortante), o según sus propiedades físicas (consistencia, durabilidad, pureza, punto de inflamación y gravedad específica) (Kutz, 2011). El primer sistema de clasificación empleado fue el de penetración en el cual se asigna un código numérico al ligante que informa del rango permitido de consistencia como valor de penetración de la prueba AASHTO M 20, existen 5 rangos (40 – 50, 60 – 70, 85 – 100, 120 – 150, 200 – 300) (De la Fuente, 2007).

Luego, se incorporó el sistema de clasificación por viscosidad, el cual emplea dos series de graduaciones; la primera (AC-2,5, AC-5, AC-10, AC-20, AC-30, AC-40) indica el valor de viscosidad en cientos de Poises (P) a 60 °C obtenido de la prueba AASHTO M 226; y la segunda (AR-1000, AR-2000, AR-4000, AR-8000 y AR-16000) donde el código también indica la viscosidad en P a 60 °C obtenida del mismo ensayo pero luego de haber sometido el ligante a un proceso de envejecimiento con un dispositivo RTFO. En Costa Rica, la normativa vigente (*Reglamento Técnico Centroamericano RTCA 75.01.22:04*) solicita que el asfalto que se adquiera para uso en el país se haga de acuerdo con el sistema de clasificación por viscosidad tipo AC.

Con el desarrollo de nuevas tecnologías, surgió un sistema llamado Grado de Desempeño (*Performance Grading [PG]*) el cual clasifica los ligantes asfálticos de acuerdo con las condiciones de servicio que tendrá el pavimento. Para tomar en cuenta su naturaleza viscoelástica, su variación en el tiempo y la variedad de ambientes en los cuales se colocan las mezclas asfálticas, el sistema mide las propiedades reológicas de los asfaltos a temperaturas bajas, intermedias y altas para tres estados de envejecimiento (asfalto recién producido, asfalto en la producción de mezcla y durante su vida de servicio) para determinar el grado del ligante.

Este se representa con dos valores de la siguiente forma: *PG AA BB*; en donde las letras *AA* y *BB* indican, respectivamente, la temperatura alta y baja del pavimento en grados Celsius (°C) en la cual el asfalto satisface los resultados de ensayos que miden sus propiedades a dichas temperaturas (Lee y Estrada, 2020). Existen una gran cantidad de pruebas destinadas a medir las propiedades físicas y reológicas de este material para su uso en el diseño de mezclas.

2.3.2 Agregados

Los agregados empleados en mezclas asfálticas son los que típicamente se encuentran en los yacimientos minerales o ríos cerca de donde se instalan las plantas asfálticas (Kutz, 2011). Los materiales empleados como agregados son diversos en cuanto a sus propiedades físicas y químicas, ambas tienen influencia sobre el desempeño del pavimento.

Desde el punto de vista químico los agregados se pueden clasificar en 3 grupos: los hidrofílicos, que tienden a separarse del ligante ante la presencia del agua; los hidrofóbicos, que poseen una mayor afinidad al asfalto y los que presentan propiedades neutras en cuanto a la afinidad por el ligante o por el agua (Kutz, 2011). Como el desprendimiento del agregado abre paso a una serie de deterioros en el pavimento, cuando se empleen agregados hidrofílicos dentro del diseño de mezcla se debe incorporar un aditivo que prevenga dicha acción (Peurifoy et al., 2018).

Ahora bien, cuando se habla de las propiedades físicas, una de las más notorias en el diseño de mezcla es el tamaño de las partículas, dos conceptos adquieren relevancia en esta característica:

- **Tamaño máximo nominal del agregado (TMN):** Se define como el número de tamiz superior a la malla en la que queda retenido más del 10 % de la masa del agregado.

- **Tamaño máximo del agregado:** Se define como el número de tamiz superior a la del TMN (Peurifoy et al., 2018).

Tradicionalmente, los agregados se han clasificado por tamaño en 3 categorías: el agregado grueso (aquel retenido en el tamiz 4,75 mm [N° 4] y superiores), el agregado fino (el material que pasa el tamiz 4,75 mm [N° 4] y queda retenido en el tamiz 0,075 mm [N° 200] y los que están en medio) y el polvo mineral (las partículas que pasan el tamiz 0,075 mm [N° 200] en al menos un 70 % de su peso (Kutz, 2011). En las plantas de producción es deseable contar con al menos tres apilamientos de agregados separados por tamaño, ya que, si solo se usase uno con la granulometría combinada, la segregación entre los tamaños de partícula generaría mezclas con un contenido de vacíos mayor que impacta negativamente en su desempeño mecánico y en el consumo de asfalto en la producción (Peurifoy et al., 2018).

Otra característica que puede impactar la resistencia de la mezcla ante las cargas es la textura angular de los agregados, entre más caras fraccionadas posean mayor será su capacidad de "entramamiento" cuando se sometan a una fuerza; por el contrario, agregados con superficies redondeadas presentan un pobre desempeño mecánico (deslizamiento entre agregados). La porosidad es una propiedad que impacta la economía de las mezclas pues áridos muy porosos consumirán parte del ligante para llenar sus vacíos, aparte del que se consume llenando los vacíos entre partículas; sin embargo, en ocasiones este incremento en el consumo de asfalto se justifica porque algunos agregados de alta porosidad tienen resistencia a la abrasión y al desgaste, las cuales también son características deseables en estos materiales (Peurifoy et al., 2018).

Al igual que en el caso del ligante asfáltico, existen estándares que miden las propiedades físicas y químicas requeridas para determinar si los agregados son aptos para la mezcla asfáltica y las consideraciones a tener en el diseño de mezcla en función de dichas características.

2.3.3 Asfalto modificado con polímeros

En el país, la práctica de modificar el asfalto con polímeros es reciente, esta busca mejorar las propiedades viscoelásticas del ligante para obtener una mayor durabilidad del pavimento (Elizondo et al., 2010); como, por ejemplo: aumentar su viscosidad a altas temperatura para prevenir la deformación permanente o disminuir su rigidez a bajas temperaturas para evitar el agrietamiento térmico o por fatiga según se necesite (Zanni, 2008). En vista de lo anterior es importante conocer el concepto de la sustancia base que se incorpora al ligante, de acuerdo

con Salazar (2008) (citado por Elizondo et al., 2010, p. 82) un polímero se define como “un compuesto de alto peso molecular formado por la unión de moléculas llamadas monómeros (compuestos químicos con moléculas simples), las cuales al unirse forman moléculas más grandes en distintos arreglos.”

Los polímeros se clasifican en dos grupos: los termoendurecibles y los termoplásticos. En el primer caso, sus propiedades se degradan a altas temperaturas por lo que no se pueden emplear como agentes modificadores de asfalto; el segundo grupo en cambio, las mantiene estables ante esta condición (Rondón y Reyes, 2015). Dentro de este grupo de los termoplásticos, existen dos categorías: los elastómeros y los plastómeros. Los elastómeros poseen un comportamiento elástico, es decir ante una carga se deforman y cuando esta se retira regresan a su estado original (Zanni, 2008) y se emplean en asfaltos cuando se desea mejorar su capacidad resiliente o de recuperación ante una carga a temperaturas de servicio altas (Rondón y Reyes, 2015); ejemplos de estos polímeros de origen natural son los siguientes: el caucho, la celulosa, la glucosa, la sacarosa, ceras y algunas arcillas; y, entre los sintéticos se mencionan: el SBS (estireno-butadieno-estireno), el SBR (25 % de estireno y 75 % de butadieno con ácido acrílico), el EPDM (polipropileno atáctico) y el GCR (grano de llanta).

Por otro lado, los plastómeros presentan un comportamiento plástico lo que quiere decir que cuando alcanzan el límite de fluencia su deformación se vuelve permanente (Zanni, 2008) y su uso en asfaltos está destinado a cuando se desea mejorar la resistencia mecánica a altas temperaturas mediante la rigidización del ligante (Rondón y Reyes, 2015); entre los ejemplos de plastómeros se tienen: el PE (polietileno de alta y baja densidad), el EVA (etileno-acetato de vinilo), el EMA (etileno-acrilato de metilo), el PP (polipropileno), el PS (poliestireno) y el PVC (policloruro de vinilo). Para medir las propiedades de un asfalto modificado con polímeros se tienen ensayos como el de recuperación elástica y resistencia ante la deformación permanente (Elizondo et al., 2010).

2.3.4 Métodos de diseño para mezclas asfálticas en caliente

El proceso de diseño de mezclas asfálticas consiste en la selección del ligante asfáltico, los agregados y las proporciones adecuadas de cada componente para que el conglomerado satisfaga las condiciones de servicio del pavimento y muestre un buen comportamiento ante las condiciones ambientales (Peurifoy et al., 2018). Los métodos de diseño tienen en común que los requerimientos para materiales (grado del ligante asfáltico, propiedades físicas y

químicas de los agregados y el control de calidad de la mezcla puesta en obra) son definidos a través de ensayos en laboratorio. Los métodos de diseño empleados en el país según el *CR-2010* son dos: Marshall y Superpave.

Estos métodos emplean como insumo el análisis de las propiedades volumétricas de las mezclas asfálticas, la relación de fases para los concretos asfálticos se muestran en la Figura 4.

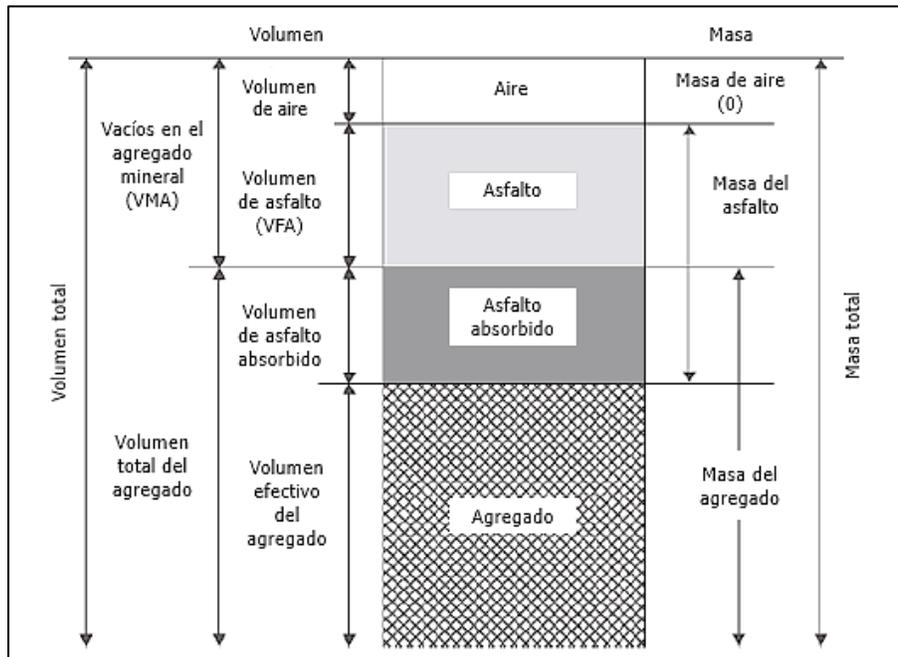


Figura 4. Diagrama de fases de la mezcla asfáltica

Fuente: (Goswami, 2015)

Modificado por: (Autor, 2021)

- **Vacíos en el agregado mineral (VMA):** es la suma del volumen de aire (vacíos de aire) y la del volumen de asfalto efectivo, es decir, aquel que no fue absorbido por los agregados (Goswami, 2015).
- **Vacíos llenos con asfalto (VFA):** es la porción de VMA que se encuentra llena de asfalto (Goswami, 2015).
- **Relación polvo-asfalto (P/A):** es la relación entre el porcentaje (en masa) del material más fino que la malla N° 200 (0,075 mm) y el asfalto efectivo expresados como un porcentaje total de la masa de la mezcla (Goswami, 2015).

Otras propiedades que caracterizan a las mezclas asfálticas son el contenido de asfalto como porcentaje en masa y su gravedad específica (Gbs), esta última propiedad también se emplea para caracterizar a los agregados en sus distintas fracciones, así como su absorción.

A continuación, se realiza una descripción de los métodos de diseño previamente mencionados.

- ***Método Marshall***

Los parámetros empleados por esta metodología para designar el contenido de asfalto óptimo son los siguientes: estabilidad Marshall, flujo Marshall, contenido de vacíos de aire, VMA, VFA. Para los ensayos de laboratorio se emplea el martillo Marshall y la máquina de estabilidad Marshall (Kutz, 2011). La secuencia a seguir en este procedimiento de diseño es la de estimar un contenido de asfalto óptimo inicial y preparar especímenes con este valor y también con cantidades mayores y menores al óptimo predefinido para aplicarles la evaluación de las propiedades volumétricas y los parámetros Marshall. Con los posteriores resultados se crean las curvas con las cuales se extrae el contenido de asfalto óptimo (buscando aquel que genere un contenido de vacíos de aire del 4 %) y las tolerancias superior e inferior con las que la mezcla cumple las especificaciones para los parámetros ya mencionados (Monismith, 2002).

- ***Método Superpave***

Superpave es un acrónimo para *Superior Performance Pavements* que se traduce al español como pavimentos de desempeño superior. Es el método más reciente y el más utilizado para proyectos importantes debido a que analiza de forma más amplia las características y comportamiento de los agregados y el ligante, y también el desempeño que exhibirá la mezcla ante la fatiga y deformación permanente (Acosta et al., 2018). El método se rige con la norma AASHTO M 323-17. El procedimiento posee cinco etapas que se describen a continuación.

La primera es seleccionar el agregado de acuerdo con las granulometrías y tamaños máximos permitidos por la norma y asegurándose que cumplan las demás propiedades deseables que se mencionaron en la sección anterior. Después de ello, se escoge el grado de asfalto (en términos de PG) de acuerdo con el análisis de las temperaturas de desempeño en el sitio del proyecto. Luego, se estima un contenido de asfalto óptimo de acuerdo con la latitud y longitud en la que se emplazará la obra y se preparan los especímenes como lo pide la norma (con el contenido óptimo estimado y con uno mayor y menor a este), se compactan y se caracterizan las mezclas (GBS, VMA, VFA, P/A, vacíos de aire). Seguidamente, se construyen los gráficos de las propiedades volumétricas para cada contenido de asfalto y se decide el óptimo buscando

aquel que genere un contenido de vacíos de aire del 4 % con el número de giros de diseño en el compactador giratorio, estos gráficos se utilizan para determinar esas mismas propiedades una vez que se seleccione el contenido de asfalto óptimo, luego de ello, se realiza una verificación con el número máximo de giros del compactador. Finalmente, se realiza la comprobación del daño por humedad (Kutz, 2011).

2.4 Deterioros en pavimentos flexibles

Los pavimentos están sujetos a una serie de deterioros a lo largo de su vida de servicio, los más importantes son la deformación permanente y el agrietamiento por fatiga que no se consideran en sí como fallas si suceden luego de finalizado el periodo de diseño pues estas estructuras se conciben para resistir cierta cantidad de ejes de tránsito y condiciones ambientales antes de fallar y necesitar una rehabilitación o remplazo (Morales, 2012). Muchos autores clasifican los deterioros en 3 grupos, esto se hace conveniente para el abordaje en este proyecto, estas categorías son las siguientes: deformación permanente, agrietamiento por fatiga y daño por acción de agua; existe además una amplia gama de otros daños que para efectos de este documento se denominarán como otros.

- **Deformación permanente:** Este deterioro se presenta en las huellas de los vehículos y se muestra como un hundimiento permanente producto del cúmulo de deformaciones plásticas provocadas por las cargas de tránsito (Palacios, 2015). En cuanto a las causas atribuidas a las condiciones medioambientales se tiene que es frecuente en zonas de clima cálido y en pavimentos que enfrentan gradientes térmicos iguales o superiores a 30 °C y también en donde ocurre la consolidación de las capas granulares, así como en sectores con cargas de tránsito pesadas y/o con baja velocidad o estáticas, por ejemplo, las estaciones de autobuses e intersecciones (Miranda, 2010). Entre las causas asociadas a este daño se tienen contenidos de vacíos altos (alrededor del 8 %) y ligantes asfálticos de baja viscosidad; existen dos mecanismos para su ocurrencia: que la deformación se dé en la sub-rasante por un mal tratamiento o escogencia de los materiales o en la carpeta asfáltica por su incapacidad de resistir de forma adecuada los esfuerzos cortantes.
- **Daño por humedad:** El agua en el interior de mezclas asfálticas muy abiertas o sin drenaje superficial adecuado propicia la pérdida de adhesión en la interface entre los agregados y el ligante asfáltico; esto a su vez, genera la remoción del asfalto sobre los

agregados en la superficie y también el desprendimiento de estos de la carpeta (Miranda, Aguiar y Loría, 2016).

- **Otros:** Dentro de estos daños se mencionan ejemplos como el desgaste de los agregados, la exudación de asfalto hacia la superficie, el bombeo de los finos, agrietamientos longitudinales y transversales, el reflejo de grietas, desprendimiento del espaldón y el agrietamiento térmico. Estos se asocian cada uno a causas específicas, sin embargo, a nivel general poseen en común la mala compactación durante el proceso constructivo, espesores insuficientes, materiales no apropiados para el nivel de desempeño requerido, diseños de mezcla incorrectos, dosificaciones alteradas y un cálculo incorrecto de las sollicitaciones de carga (Miranda, 2010).

Todos los deterioros derivan en las mismas consecuencias, ya sea por el agrietamiento que generan o el desprendimiento de la carpeta asfáltica, las capas granulares quedan expuestas al ingreso de humedad o una demanda de cargas para las cuales no fueron diseñadas. Esto quiere decir que para el caso de los pavimentos flexibles el inicio de un deterioro es solo la primera de una reacción en cadena que terminará por comprometer su función y, por ende, el retorno de la inversión económica asociada a su diseño y construcción (Miranda, 2010).

El deterioro por fatiga se tratará en la siguiente sección debido a su relevancia para el cumplimiento de los objetivos de este proyecto.

2.5 Agrietamiento por fatiga

2.5.1 Fatiga en los materiales

La fatiga de los materiales es un fenómeno que consiste en la disminución de su resistencia inicial debido a las sollicitaciones de carga cíclica (proceso de carga-descarga) cuyas magnitudes son menores al esfuerzo de fluencia o esfuerzo último dependiendo de las propiedades del material (Alfaro, Flores y Martínez, 2016). En los modelos clásicos de esfuerzo-deformación para materiales linealmente elásticos, en principio no deberían existir cambios en las propiedades mecánicas de estos con el tiempo si los esfuerzos son menores al límite elástico; sin embargo, la práctica ha demostrado que esta aseveración no se cumple tan acorde a la teoría para materiales no uniformes, por ejemplo, aglomerados como la mezcla asfáltica y el concreto debido a que las impurezas y discontinuidades generan concentraciones de esfuerzos importantes que con el tiempo van magnificando las micro fisuras hasta convertirlas en macro grietas que pueden llevar a una falla generalizada de material (Alfaro, Flores y Martínez, 2016).

El fenómeno de fatiga es tan común que se estima que cerca de un 80 % de las fallas de materiales en ingeniería se deben a este mecanismo (Kumar, 2009).

2.5.2 Fatiga en mezclas asfálticas en caliente

2.5.2.1 Definición

La fatiga en pavimentos flexibles genera un deterioro que se manifiesta con un agrietamiento en las huellas de los vehículos que inicia con pequeñas fisuras longitudinales aisladas que posteriormente se van uniendo con fisuras transversales que se crean posteriormente hasta el punto en que pueden generar el desprendimiento de la carpeta (Miranda, 2010). La fatiga se genera por dos motivos principales: las cargas vehiculares impuestas sobre el material y las contracciones producidas por los cambios de temperatura que generan esfuerzos de tensión en la parte inferior o superior de las carpetas asfálticas, si estas sollicitaciones suceden de manera repetitiva durante un periodo extenso reducirán la rigidez de la mezcla y provocarán las grietas anteriormente mencionadas las cuales formarán redes que usualmente reciben el nombre de piel de lagarto (Rondón et al., 2012).

A nivel de diseño estructural, se acepta que el pavimento resista una cantidad mínima de ciclos antes de presentar una falla por fatiga, dicho parámetro se estudia y analiza durante la fase de diseño para traducirlo, mediante modelos de carácter mecanístico y empírico, en la vida útil esperada. El deterioro acelerado por fatiga en mezclas asfálticas obliga a maximizar las labores de mantenimiento pues su aparición tiene por consecuencia otros tipos de fallas como la provocada por el exceso de humedad, el desprendimiento de partes de la carpeta (baches), problemas de irregularidad y pérdida de capacidad estructural (Flores, Delgado, Garnica y García, s.f.).

2.5.2.2 Tipos de deterioro por fatiga y su mecanismo

La investigación académica ha revelado dos tipos de fisuramientos por fatiga: de abajo hacia arriba (*down-top cracking [DTC]*) y de arriba hacia abajo (*top-down cracking [TDC]*).

En el deterioro de abajo hacia arriba (DTC) las macro fisuras se inician en la parte inferior de la carpeta asfáltica, que es donde el esfuerzo por tensión es máximo a raíz de las cargas de tránsito que generan flexión. Estas grietas se propagan de manera ascendente hasta la superficie y se reflejan sobre la carpeta de manera longitudinal sobre el sitio de las huellas de los vehículos como se muestra en la Figura 5. Con el tiempo y la repetición de cargas las grietas se propagan de forma recta y angular para intersectarse una con otra (Rondón et al., 2012).



Figura 5. Grietas longitudinales en el pavimento a causa del DTC

Fuente: (Morales, 2012)

En el deterioro de arriba hacia abajo (TDC) las fisuras inician de manera transversal a la vía (ver Figura 6) y se propagan hasta la parte inferior de la carpeta. Este fenómeno de fatiga se genera por 4 razones principales: las tensiones generadas en las zonas adyacentes a aquellas por donde transita la carga, endurecimiento del asfalto producto del envejecimiento por las condiciones ambientales de servicio del pavimento, por el esfuerzo interno que se genera a causa de bajas temperaturas (inferiores a $-7\text{ }^{\circ}\text{C}$) y por los cambios de esfuerzos internos generados a raíz de los gradientes térmicos (rango entre los $-7\text{ }^{\circ}\text{C}$ y los $21\text{ }^{\circ}\text{C}$) (Rondón et al., 2012). Estas grietas se pueden unir a las longitudinales con el paso del tiempo.



Figura 6. Grietas transversales a causa del TDC

Fuente: (Rondón et al., 2012)

El mecanismo para la aparición del agrietamiento por fatiga se puede dividir en 3 fases, aunque algunos teóricos señalan solo 2 fases. La primera de ellas recibe el nombre de fase de adaptación o calentamiento, aquí se observa una rápida disminución del módulo de rigidez, así

como fenómenos de calentamiento (Flores et al., s.f.). La segunda fase se denomina fase de fatiga o iniciación, se caracteriza por la aparición de micro fisuras en el material a causa de los esfuerzos repetitivos que ocasionan una disminución del módulo de rigidez (Rondón et al., 2012). Finalmente, la tercera fase se conoce como fase de propagación o ruptura, durante esta etapa las micro fisuras se unen entre sí para formar macro fisuras que se propagan por todo el material ocasionando descensos bruscos del módulo de rigidez y concentraciones de esfuerzo en la estructura hasta generar la falla de elemento (Flores et al., s.f.). A nivel gráfico, la reducción del módulo de rigidez conforme la carpeta acumula ciclos de carga se muestra en la Figura 7.

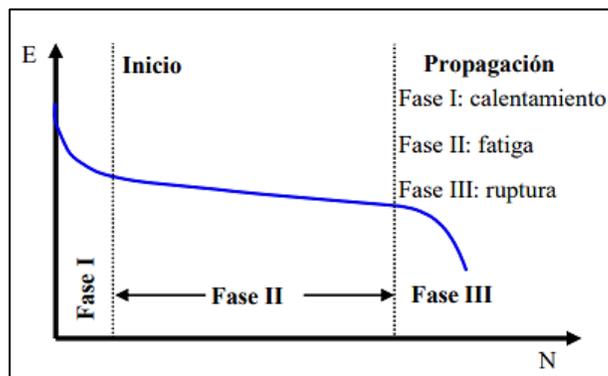


Figura 7. Variación de la rigidez de la mezcla asfáltica en función de los ciclos de carga

Fuente: (Flores et al., s.f.)

De acuerdo con Rondón y Reyes (2019), la velocidad con la que se desarrollan estas etapas depende de la rigidez de la mezcla asfáltica, es así como en mezclas rígidas la fase II se lleva a cabo de manera lenta dando paso a una precipitada fase III; mientras que en un material flexible la fase II transcurre de forma efímera para dar paso a una progresión tardía de la fase III.

2.5.2.3 Evaluación de la fatiga

Típicamente, la evaluación de fatiga en las mezclas asfálticas se ha realizado con ensayos cíclicos, sobre los que se centra este apartado, que son aquellos en los que el espécimen se somete a ciclos de carga y descarga hasta que se cumpla el criterio de falla definido en la metodología propia de cada prueba. Con los ciclos contabilizados hasta ese punto se define la vida a fatiga (Rondón y Reyes, 2015). En diversas investigaciones se ha abordado el uso de ensayos de fractura, por ejemplo, el semicircular a flexión SCB, para evaluar las propiedades

de fatiga en mezclas asfálticas; este tipo de ensayos emplean conceptos propios de la mecánica de la fractura que se tratan en la siguiente sección.

Las pruebas cíclicas pueden realizarse en dos modalidades distintas: la primera es el esfuerzo controlado en la cual la carga se mantiene constante durante todas las aplicaciones mientras se observa como la deformación del espécimen se incrementa con la reducción en su rigidez; la segunda es la deformación controlada en la cual la deformación que se ejerce sobre la muestra se mantiene uniforme para todos los ciclos al tiempo que el esfuerzo necesario para dicha distorsión se reduce con el cambio en las propiedades mecánicas (Rondón et al., 2012).

La razón por la cual las mezclas se ensayan bajo estos dos modos es para simular el comportamiento real de las carpetas en los pavimentos ya que, de acuerdo con el *National Cooperative Highway Research Program* [NCHRP] (2004) citado por Andrey Arrieta (pp. 27-28, 2016), se tiene que capas asfálticas con un grosor inferior a 5,08 cm poseen un comportamiento a fatiga con deformación controlada debido a que son las capas inferiores a las de rodamiento que controlan la deformación con su rigidez y esto se modela de mejor manera si se contempla dicha alteración como invariable (ver Figura 8); por otro lado, las superficies bituminosas con un espesor mayor a 15,24 cm se cargan a esfuerzo controlado porque sus dimensiones las convierten en el principal receptor de las fuerzas y deformaciones y por lo tanto el esfuerzo generado se puede considerar como constante para efectos de análisis (ver Figura 9). Finalmente, las carpetas de MAC con espesores entre 5,08 cm y 15,24 cm se comportan de un modo intermedio (ver Figura 10).

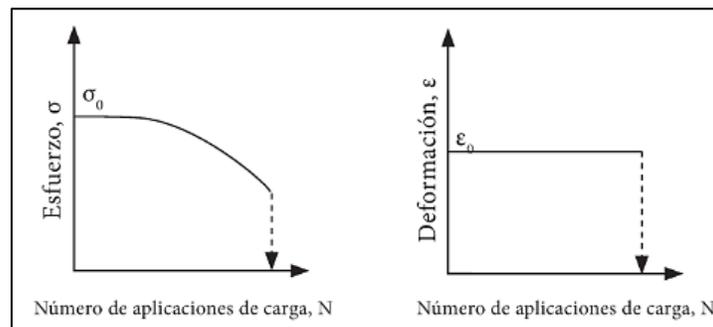


Figura 8. Evolución de mezclas asfálticas con un comportamiento a deformación controlada ante la fatiga

Fuente: (Rondón et al., 2012)

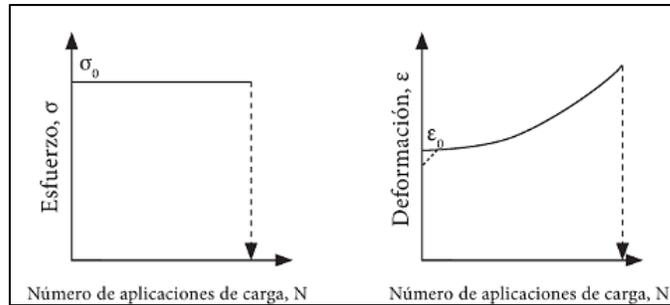


Figura 9. Evolución de mezclas asfálticas con un comportamiento a esfuerzo controlado ante la fatiga
Fuente: (Rondón et al., 2012)

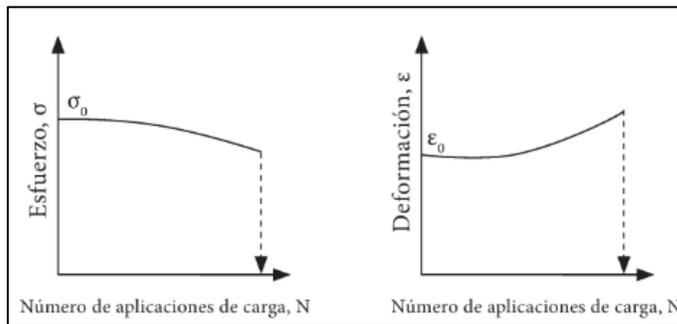


Figura 10. Evolución de mezclas asfálticas con un comportamiento intermedio ante la fatiga
Fuente: (Rondón et al., 2012)

Según Di Benedetto et al. (2004) citado por Hugo Rondón y Fredy Reyes (p. 85, 2019) la vida a fatiga derivada de los ensayos a deformación controlada es de hasta 10 veces más prolongada que la de sus contrapartes a esfuerzo controlado. La razón se encuentra en la velocidad con la que se desarrollan las fases del mecanismo de fatiga. Por un lado, en los procesos a esfuerzo controlado, la fase II de iniciación es más extendida, pero da paso a una fase III de propagación acelerada, mientras que las pruebas a deformación controlada reducen la velocidad de la fase III en relación con la rápida fase II que tiene lugar (Rondón et al., 2012).

El criterio de falla más empleado en los ensayos a fatiga es el número de ciclos de carga en el cual se detecta una reducción del 50 % en el módulo de rigidez original de la mezcla en análisis; en algunos casos se ha empleado como criterio de falla para pruebas de esfuerzo controlado cuando la deformación alcanza el doble de lo original o en la rotura de la probeta, pero en este último caso la vida a fatiga es más larga que la del criterio del módulo de rigidez (Rondón et al., 2012).

Entre los ensayos más popularizados a nivel regional para la evaluación de fatiga están los ensayos a flexión, que se caracterizan por someter a los especímenes a una carga vertical para generar flexión en la parte inferior y simular el mecanismo de carga de los vehículos (Rondón y Reyes, 2015). El estado de esfuerzos resultante es uniaxial, entre las principales pruebas a flexión se mencionan las siguientes: ensayo de la viga cargada en el punto central, ensayo de flexión a tres o cuatro puntos sobre una viga, ensayo de flexión a dos puntos sobre una viga trapezoidal en voladizo, el ensayo de la viga rotatoria en voladizo y el ensayo a flexión semicircular repetida (RSCB) (Arrieta, 2016). Los ensayos de tensión diametral se desarrollan aplicando cargas cíclicas de compresión a lo largo de un espécimen cilíndrico para provocar tensión en el centro y representar las condiciones de campo a través de un estado de esfuerzos biaxial (Rondón y Reyes, 2015), los siguientes son ejemplos de este tipo de ensayos: ensayo de tensión directa repetida y el ensayo de tensión indirecta repetida.

Existen también ensayos llamados de pista que básicamente simulan la carga a través de una rueda que circula sobre una capa de mezcla asfáltica de manera cíclica hasta alcanzar la falla por fatiga; finalmente, con propósitos de investigación no solo para el deterioro por fatiga sino por toda la gama de daños que se pueden generar sobre las estructuras de mezcla asfáltica y para optimizar y medir el desempeño de las técnicas de diseño de pavimentos flexibles se han desarrollado ensayos a escala natural. En estos se construyen estructuras de pavimento sometidas a la acción de ejes equivalentes para aproximar de manera minuciosa la respuesta real de los pavimentos en servicio, es importante aclarar que este tipo de pruebas deben ser complementadas con análisis de laboratorio que aporten la medición de todas las características que no son mesurables en una prueba de este calibre (Reyes y Rondón, 2016).

2.5.2.4 Factores que afectan el comportamiento a fatiga

Existen factores que determinan el comportamiento a este deterioro tales como espesores insuficientes, deformaciones de la subrasante, endurecimiento de la mezcla asfáltica por oxidación o envejecimiento, drenajes ineficientes que afectan las capas granulares inferiores, compactación inadecuada de las capas del pavimento, juntas o reparaciones con conexiones y adhesiones deficientes.

El comportamiento a fatiga también está asociado a las condiciones externas a las que se ve expuesta la estructura como la temperatura y humedad (por ejemplo, cuando ocurren cambios agresivos de temperatura o efecto hielo-deshielo), y también a propiedades físicas y

volumétricas de la mezcla como contenido de vacíos, características del agregado y el tipo de ligante, entre otras (Rondón, Reyes, González y Vásquez, 2012). En su tesis de maestría, Salvador (2012) hizo una división entre los parámetros: los de formulación y los externos; a continuación, se describirán brevemente cada uno de ellos y su influencia en la vida a fatiga de la mezcla:

- **Parámetros de formulación:** Estos se refieren a las características del ligante asfáltico y los agregados, así como las cualidades volumétricas de la mezcla asfáltica:
 - *Contenido de vacíos:* A nivel general se tiene que un contenido de vacíos alto reduce la vida a fatiga, aunque un contenido de vacíos muy bajo aumentará la rigidez de tal forma que la mezcla al tener deformaciones muy bajas reducirá su vida a fatiga (Rondón et al., 2012). Un estudio de Harvey, Deacon, Tsai y Monismith (1995) reveló que al aumentar un 1 % el contenido de vacíos de diseño la vida a fatiga de la mezcla se reducirá en un 30 %.
 - *Contenido de asfalto:* Los estudios en la década de los años sesenta determinaron que para cada tipo de mezcla existe un contenido de asfalto óptimo para fatiga que asegura el mejor comportamiento de la mezcla a fatiga, este parámetro también depende del tipo de agregado y su granulometría. Por debajo del contenido óptimo de asfalto para fatiga, la vida a fatiga aumenta conforme el porcentaje de ligante crece; por el contrario, después del contenido óptimo para fatiga, la vida a fatiga se reduce si se sigue aumentando el porcentaje de ligante (Rondón et al., 2012).
 - *Rigidez del ligante asfáltico:* El comportamiento reológico de la mezcla asfáltica se atribuye a las características del ligante asfáltico, en el caso de mezclas con asfaltos de baja penetración la rigidez por lo general reduce la vida a fatiga, siendo el caso contrario para asfaltos que muestren una mayor penetración. Todo lo anterior acontece para ensayos a deformación controlada, pues ocurre lo contrario si la vida a fatiga se evalúa con un ensayo a esfuerzo controlado (Rondón et al., 2012).
 - *Contenido y tipo de polvo mineral:* El polvo mineral se asocia con un aumento en la compacidad de la mezcla por su contribución a rellenar los vacíos entre el esqueleto mineral y definir el grueso de la película de asfalto. Es por ello que propiedades como la superficie específica junto con la capacidad de absorción

del ligante logran una disminución en la cantidad de vacíos lo que afecta el módulo de rigidez de la mezcla y, por ende, la vida a fatiga (Salvador, 2012).

- *Granulometría y características del agregado:* La procedencia mineral del agregado no tiene impacto en la estimación de la vida a fatiga, aunque existen autores como Maupin (1970), citado por Salvador (2012), que afirman lo contrario por el efecto del tipo de rotura del agregado. No así cuando se habla del parámetro de aspereza, esto es debido a que los agregados ásperos requieren un mayor contenido de asfalto que los lisos por lo que en el caso de emplearse agregados rugosos se espera un aumento en la vida a fatiga (Rondón et al., 2012). Se ha demostrado que las granulometrías densas o cerradas son más competentes para este deterioro que sus contrapartes abiertas mientras que la forma del agregado no ha demostrado mayor influencia; sin embargo, su solidez y adherencia sí poseen un efecto significativo en el aumento de la vida a fatiga.
- *Aditivos:* Según Morales (2012), para mejorar las propiedades del asfalto los modificadores empleados más comunes son los polímeros los cuales se encargan de reducir la susceptibilidad a la temperatura y humedad, mejorar la adhesión del ligante con los agregados y a aumentar la resistencia a la deformación permanente y al agrietamiento por fatiga. Ahora bien, no todos los polímeros cambian las mismas propiedades, es por ello, que en el diseño de mezcla su efecto sobre el desempeño de las mezclas debe ser conocido por el profesional a cargo con el objetivo de seleccionar el material adecuado según las metas de comportamiento del material. De acuerdo con las especificaciones guía para asfaltos modificados con polímeros, un documento desarrollado por la AASHTO en conjunto con la AGC (Contratistas Generales de Estados Unidos) y la ARTBA (Asociación Estadounidense de Contratistas en Infraestructura del Transporte), son los polímeros tipo I (SBS, SB), polímeros tipo II (Estireno-Butadieno-Látex, Neopreno-Látex) y el caucho los que mejor modifican el comportamiento a fatiga de las mezclas al brindarle una mayor flexibilidad al asfalto, especialmente en climas de servicios fríos y templados en donde la MAC se vuelve más susceptible al desarrollo de grietas (Morales, 2012). Por otro lado, los polímeros tipo III (EVA, HDPE, LDPE) se emplean para mejorar la resistencia

ante el ahuellamiento de la MAC, especialmente efectivo para climas de servicio cálidos y altas demandas de tránsito; sin embargo, al poseer un efecto rigidizador, podría generar que la carpeta se vuelva susceptible ante el agrietamiento por fatiga.

- **Parámetros externos:** Son las condiciones ambientales a las que estará expuesta la mezcla en sitio, son altamente variables y no cuantificables (Salvador, 2012).
 - *Temperatura:* Como el módulo de rigidez del asfalto cambia con la temperatura, una misma carga puede poseer distintos efectos mecánicos sobre la mezcla asfáltica si esta se da a diferentes temperaturas (Rondón et al., 2012). A nivel de desempeño, un pavimento sometido a altas temperaturas poseerá una mayor vida a fatiga que si se tiene un escenario de bajas temperaturas en la que la mezcla se rigidiza. La capacidad a fatiga difiere si la mezcla se ensaya a esfuerzo o deformación controlada.
 - *Humedad:* Si la humedad ingresa a una mezcla asfáltica esta va a acelerar otros deterioros, entre ellos el de fatiga, por la pérdida de cohesión, adhesividad asfalto-agregado y la degradación del agregado (Salvador, 2012).
 - *Envejecimiento:* Este proceso culmina con la pérdida de volátiles y oxidación del asfalto, ocurre en el tiempo y el aumento de temperatura tiene una influencia en acelerarlo (Rondón et al., 2012). Su consecuencia es la pérdida de rigidez de la mezcla asfáltica y si se combina con un descenso en la temperatura de servicio del pavimento esto resultará en una vida a fatiga menor, dependiendo del ensayo con el que se evalúe la propiedad el envejecimiento se puede asociar a un aumento o disminución de la vida de fatiga.
 - *Recuperación de la carga ("Endurance"):* El periodo de recuperación es una condición que experimentan las mezclas asfálticas en campo luego de la descarga, este tiene por consecuencia un aumento en el módulo de rigidez, por lo que si a un número determinado de ciclos el módulo se recupera se necesitará una cantidad extra de ciclos para volver a alcanzar el estado de reducción por lo que es un parámetro que aumenta la vida a fatiga (Rondón et al., 2012). El efecto se intensifica en mezclas con altos contenidos de asfaltos de baja rigidez; de la misma forma, la temperatura influye en el proceso de recuperación: con temperaturas de servicio de 15 °C en adelante se habla de una recuperación

completa por el cierre de las micro fisuras, por otro lado, por debajo de los 15 °C ocurre una recuperación parcial debido a que el daño estructural no se restituye. Los investigadores Raithby y Sterling (1972) determinaron el valor límite de 0,4 s por encima del cual el periodo de recuperación ya no incrementa significativamente la vida a fatiga.

2.5.2.5 Modelos y enfoques para la predicción del deterioro por fatiga

En la predicción del deterioro por fatiga interesa definir el número de ciclos de carga y descarga a los cuales la carpeta asfáltica reflejará las macro fisuras en su superficie. Desde el comienzo del estudio del fenómeno de la fatiga en materiales (mediados del siglo XIX), el número de ciclos (N_f), se relaciona matemáticamente con la deformación (ε_t) o el esfuerzo solicitado (σ_t), la rigidez de la mezcla (E) y sus propiedades volumétricas (Rondón y Reyes, 2015). A nivel general, estas ecuaciones toman la forma de multiplicaciones entre los parámetros anteriormente mencionados con el uso de coeficientes de regresión que también se multiplican por los otros términos o se aplican en forma de potencia o raíz.

Los modelos para la evaluación de fatiga han tomado diversos enfoques en el tiempo y responden a las líneas investigativas de su contexto espacial y temporal, por ejemplo: simples relaciones del estudio entre la fatiga y aplicaciones de carga cíclica (enfoque fenomenológico), el enfoque del daño continuo o la energía de fractura, el enfoque de la propagación de grietas y el enfoque de la energía disipada o superficial por mencionar algunos (Wang, 2011). Los coeficientes han sido obtenidos a través de las investigaciones de cada autor y responden a las características de la mezcla y al ensayo aplicado y su modalidad (esfuerzo o deformación controlada). Es importante recalcar que la investigación para predecir el daño por fatiga sigue en auge ya que aún hoy no se ha desarrollado un único modelo generalizado que sea efectivo y adecuado para anticipar el comportamiento de este fenómeno (Kumar, 2009).

Dos expresiones típicas para los modelos de fatiga se muestran a continuación, la (1) para ensayos a deformación controlada y la (2) para ensayos a esfuerzo controlado:

$$N_f = k_1(\varepsilon_t^{-k_2})|E|^{k_3} \quad (1)$$

$$N_f = k_1(\sigma_t^{-k_2}) \quad (2)$$

2.6 Mecánica de la fractura

2.6.1 Generalidades

La mecánica de la fractura es un enfoque de la mecánica del sólido cuyo campo de estudio son las grietas (en forma y tamaño) de los materiales y las cargas que conducirán a la fractura del elemento (González, 2004); esta rama se interesa particularmente por aquellos materiales que fallan bajo una carga inferior a la de su resistencia a raíz de la propagación de una fisura (Hernández y Espejo, 2002). Ahora bien, una fractura se refiere a la separación de un sólido en dos o más piezas debido a esfuerzos de tensión (Trujillo, 2015), la fractura queda inmersa en un plano descrito por una línea de curvatura variable. Existen tres modos de aparición de las fracturas que dependen de la aplicación de la carga que las genera: el modo I (modo de abertura), en el cual el desplazamiento del material es normal al plano de la grieta; el modo II (modo de deslizamiento), en el cual la separación es antisimétrica y el desplazamiento del material sigue siendo normal al plano de la grieta y por último; el modo III (modo de ruptura), en el cual se tiene que el desplazamiento es paralelo al plano de la grieta causando así una ruptura en el material (ver Figura 11) (Kumar, 2009).

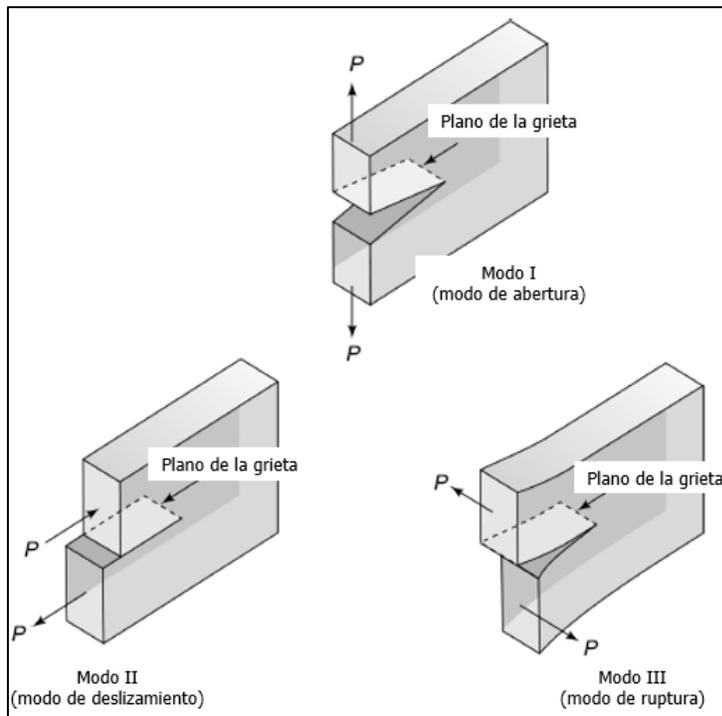


Figura 11. Modos de aparición de las fracturas

Fuente: (Kumar, 2009)

Modificada por (Autor, 2020)

La mecánica de la fractura se basa en el supuesto de que existe una grieta en el elemento que puede deberse a múltiples razones, entre ellas la fatiga, y centra su atención en las siguientes preguntas: ¿Puede esa grieta seguir creciendo, cuán fácil es que el proceso continúe y qué factores lo influyen? (Kumar, 2009). El inicio del proceso de fractura se da cuando aparece una grieta cuya propagación causará la ruptura o separación del material; la abertura se considera de carácter estable cuando su propagación se detiene al disminuir o desaparecer el esfuerzo que le dio origen, o inestable, cuando su avance es auto acelerado e imposible de detener (González, 2004). Además; también se identifican dos tipos de agrietamiento de acuerdo con su comportamiento en el tiempo: por un lado, se tienen las fracturas estáticas que son aquellas que se propagan de forma inestable ante la aplicación de una carga, un ejemplo de este caso son las fallas frágiles y dúctiles en los materiales; por otra parte, están las fracturas lentas o retardadas que se propagan de manera progresiva y estable en el tiempo por la acción de una carga cíclica o repetitiva (González, 2004). Este último tipo de fractura es el que origina la fatiga en los materiales.

Bajo la premisa de responder a las interrogantes planteadas por la mecánica de la fractura es que se han desarrollado algunos parámetros que permitan medir el potencial de la grieta, cada uno se basa en un enfoque distinto, ya sea de energía o esfuerzo y se destinan al análisis de determinados materiales, a continuación, se describen tres de ellos:

2.6.1.1 Tasa de liberación de energía (G)

Este parámetro se basa en métodos de energía y tal y como su nombre lo indica se refiere a la cantidad de energía que se libera por cada incremento unitario en el área de la grieta, este parámetro cambia conforme el plano de la fractura aumenta su superficie (Kumar, 2009). Esta tasa se relaciona con otra conocida como resistencia a la fractura, cuya representación se designa como R , y su definición hace referencia a la cantidad de energía que se requiere para generar una unidad de área en la grieta; evidentemente, el valor de G debe ser mayor a la magnitud de R para que se inicie con la propagación de la grieta y cabe agregar que es justamente esta diferencia lo que determina la estabilidad de la fractura (Kumar, 2009). La tasa de liberación de energía y la resistencia a la fractura se expresan de la siguiente forma (Tang, 2014), citado por Andrey Arrieta (2016, p.24):

$$G = \frac{\partial U}{\partial A} \quad (3)$$

G: Tasa de liberación de energía
 ∂U : Cambio en la energía elástica
 ∂A : Área agrietada

$$R = \frac{Wf}{A_{lig}} \quad (4)$$

R: Resistencia a la fractura
Wf: Trabajo realizado para fracturar el espécimen
 A_{lig} : Área de ligamento

$$Wf = \int P du \quad (5)$$

P: carga aplicada
u: línea promedio de desplazamiento de carga

2.6.1.2 Factor de intensidad de esfuerzo (K)

Tal y como describe Tang (2014), citado por Andrey Arrieta (2016, p.25), este factor se emplea para describir el esfuerzo que rodea el extremo de la grieta, este parámetro se encarga de cuantificar el efecto del esfuerzo global que provoca que aquellos esfuerzos que se encuentran de forma local alrededor de la punta de la grieta aumenten y excedan la resistencia del material lo que genera el inicio y/o continuación del proceso de propagación de la grieta. A nivel matemático su magnitud se expresa de la siguiente forma:

$$K = \sigma \beta \sqrt{\pi a} \quad (6)$$

K: Factor de intensidad de esfuerzo
 σ : Esfuerzo global aplicado en el límite exterior del elemento
a: Longitud de la grieta
 β : Factor de geometría

2.6.1.3 Parámetro J_c -integral

La mecánica de la fractura hace una separación en el comportamiento de los materiales dependiendo de si su ruptura se da en condiciones linealmente elásticas o elastoplásticas, el parámetro J-integral permite caracterizar el comportamiento de la grieta en ambas condiciones, dicho término se define como un balance de energía en una trayectoria en las proximidades de la punta de la grieta (González, 2009), es de especial interés en el agrietamiento de materiales con comportamiento elastoplástico y depende de la forma de la curva esfuerzo-deformación. J-integral también ha sido definida como la tasa de liberación de energía elastoplástica, es decir, la cantidad de energía que se libera al generar una unidad superficial

de grieta, por eso se dice que el parámetro K es solo un caso particular de J-integral (Kumar, 2009).

Al aparecer una grieta en un material, su punta tiende a ser aguda o fina, conforme la carga aumenta la grieta también empieza a crecer y con ello el valor de J-integral también se eleva, llega un momento, asociado a un valor de fuerza, en que la punta de la grieta pierde su agudeza y empieza su propagación de manera estable, el valor J-integral para esta condición se conoce como la tasa de liberación de energía elastoplástica crítica (J_c integral) (González, 2004). La representación matemática del parámetro J_c -integral se muestra a continuación:

$$J_c - integral = -\frac{1}{B} * \left(\frac{\partial U}{\partial \alpha}\right)_{\Delta} = -\left(\frac{\partial U}{\partial A}\right)_{\Delta} \quad (7)$$

U: Energía de deformación

A: Área de agrietamiento

B: Espesor del espécimen

α : Longitud de la grieta

2.6.2 Análisis del fenómeno de fatiga

El fenómeno de agrietamiento se puede describir, analizar y predecir empleando las herramientas que provee la mecánica de la fractura, lo anterior debido a que la fatiga es solo un tipo particular de fractura, tal y como lo describe Parker (2010), citado por Andrey Arrieta (2016, p.22); incluso se conoce que la mayoría de las fallas por fractura comienzan a raíz de cargas cíclicas que fatigan los materiales (Kumar, 2009). Sin embargo, es importante delimitar el alcance que esta disciplina posee en el análisis de dicho fenómeno ya que sus conceptos se pueden empezar a aplicar una vez que la grieta alcanzó una longitud crítica en la que puede ser detectada y con la que seguirá propagándose hasta provocar la ruptura del elemento, esto excluye a la fase de iniciación de las fisuras.

Los métodos de la mecánica de la fractura también se han aplicado a materiales compuestos por conglomerados como concreto y mezclas asfálticas, el principal enfoque ha sido medir la energía necesaria para generar una ruptura por agrietamiento del material (Limón et al, 2017). Esta energía se obtiene por medio de la curva carga-desplazamiento del material y puede ser total (trabajo realizado hasta agrietar por completo el espécimen) o hasta la falla (trabajo

realizado hasta que se alcanza la carga pico de la curva esfuerzo-deformación) (Arrieta, 2016). En la Figura 12 y la Figura 13 se muestran los conceptos recién descritos:

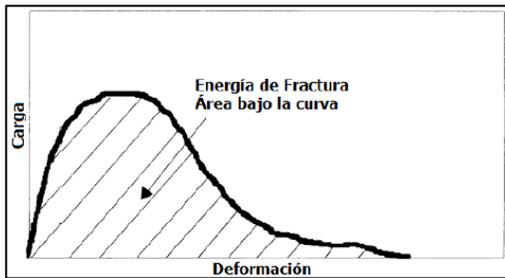


Figura 12. Energía total de fractura

Fuente: (NCHRP, 2002)

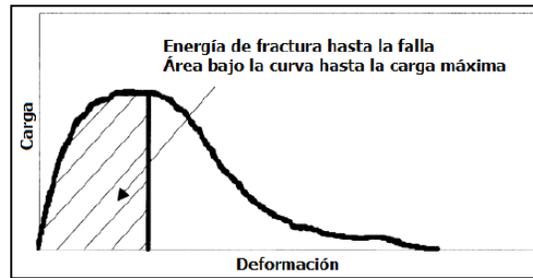


Figura 13. Energía de fractura hasta la falla

Fuente: (NCHRP, 2002)

Entre mayor sea el parámetro energético por medir, esto significa que se necesita mayor energía para empezar a generar y propagar las grietas, por ende, esto se asocia a un mejor desempeño no solo ante la fractura en general sino también ante la fatiga. Se han desarrollado algunos modelos matemáticos para la predicción de la vida a fatiga en mezclas asfálticas a partir de la mecánica de la fractura empleando tanto modelos de comportamiento lineal elástico como no lineales según sean los parámetros involucrados (Wang, 2011).

Los autores Saha y Biligiri (2016) señalan que, en general, las metodologías de diseño de MAC actuales evalúan la fractura mediante la deformación límite para el fenómeno de fatiga y con el esfuerzo límite en el caso del agrietamiento a baja temperatura; todo esto desde el punto de vista lineal elástico. Las prácticas solo toman en cuenta el proceso de iniciación de la grieta con un análisis simple de esfuerzo-deformación sin considerar las propiedades viscoelásticas dependientes del tiempo y el comportamiento a fractura derivado de la etapa de propagación de la grieta.

3 CAPÍTULO 3. ENSAYO SCB Y LA EVALUCACIÓN DE FATIGA EN MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE

En este capítulo se describirá brevemente la historia del ensayo SCB, su procedimiento en la norma ASTM D8044-16, la forma en que evalúa la fractura de los materiales y de qué manera sus resultados se pueden emplear para efectuar una evaluación de la vida a fatiga en mezclas asfálticas en caliente. La información fue recopilada mediante una revisión bibliográfica de investigaciones en torno a dicha prueba ejecutada sobre mezclas asfálticas.

3.1 Reseña histórica del ensayo semicircular a flexión (SCB)

Es el criterio generalizado de algunos autores tales como Chong y Kuruppu (1984), citados por Wei Cao et al. (2018, p.1), que el ensayo semicircular a flexión SCB fue desarrollado a mediados de la década de 1980 para evaluar la tenacidad que presentan los materiales de comportamiento mecánico frágil tales como la cerámica, las rocas y el concreto ante la fractura. Posteriormente, como aseveran Mull, Stuart y Yehia (2002), citados por Wei Cao et al. (2018, p.1), fue adaptado por otros investigadores quienes lo contemplaron como una opción apropiada para medir la resistencia a la fractura del concreto asfáltico, pero través del parámetro J_c -integral y no el tradicional factor de intensidad del esfuerzo (K) ya que el primero sí toma en cuenta las características viscoelásticas de las mezclas bituminosas.

A través de las tres décadas posteriores, múltiples académicos de la ingeniería de pavimentos han empleado el método para analizar la sensibilidad de sus parámetros ante cambios en los diseños de mezcla asfáltica y sus condiciones de desempeño. Como resultado de este aumento en el ámbito investigativo es que surgieron los estándares que hoy se conocen para ejecutar dicha prueba en su modalidad estática: EN12697 (2010), AASHTO TP 105 (2013), AASHTO TP 124 (2016) y ASTM D8044-16 (2016) (Saha y Biligiri, 2016); los investigadores Saha y Biligiri realizaron en 2015 un recuento de la evolución de este ensayo para aproximar la fractura de mezclas asfálticas y una revisión en las investigaciones que lo habían empleado hasta dicho momento. A continuación, se listan los principales enfoques de la prueba.

3.1.1 Enfoque de las propiedades básicas de la falla por fractura

En un principio la prueba fue empleada para medir la resistencia a la fractura de materiales asfálticos mediante las características derivadas de una curva esfuerzo-deformación, fundamentalmente el inicio y la propagación de la grieta, destacaron los siguientes avances:

- Se observó que el inicio de la grieta se daba en el punto medio entre los apoyos sin importar si el espécimen poseía o no ranura.
- Se notó como los resultados de la prueba brindaban información de la falla por fractura que experimentan los materiales en campo.
- Se estableció el límite (P_{int}) para el inicio de la grieta definido como el incremento de carga sostenido sin disminución, posteriormente se habló también de la carga última (P_{ult}) o pico de la carga para describir el esfuerzo de ruptura del material; a la diferencia entre estas dos magnitudes se le denominó resistencia a la falla del material.

3.1.2 Enfoque de las soluciones analíticas

A través de la utilización de un diagrama de cuerpo libre de los especímenes semicirculares de mezcla asfáltica Huang, Shu y Zuo (2005), citados por Saha y Biligiri (2016, p.106), determinaron una expresión analítica para calcular los esfuerzos y deformaciones horizontales, así como una fórmula para la aproximación del esfuerzo axial máximo experimentado por especímenes cuya distancia entre apoyos es el 70 % de su diámetro; los resultados de estas soluciones analíticas coincidían en gran medida con los obtenidos por el método de elementos finitos.

3.1.3 Enfoque del crecimiento de la grieta

Los investigadores Birgisson et al. (2009), citados por Saha y Biligiri (2016, p.107), introdujeron la metodología del análisis de imágenes digitales para determinar los mecanismos de inicio y propagación de las grietas, los resultados fueron comparables con la información brindada por galgas extensiométricas con una precisión del alrededor del 0,034 %. Se catalogó entonces el método como efectivo por generar información relevante en el estudio de formación y avance de las grietas, fundamental para entender los mecanismos de fractura en materiales.

3.1.4 Enfoque de propiedades avanzadas de la fractura

Para materiales en los cuáles se pueden aplicar los principios de la mecánica de la fractura linealmente elástica (LEFM) se emplean como resultados del ensayo SCB los parámetros de factor de intensidad del esfuerzo (K), resistencia a la fractura (K_{IC}) y energía de fractura (G_{IC}); por otro lado, para materiales frágiles o pseudo frágiles que se analizan bajo la mecánica de la fractura elastoplástica (EPFM) es común el uso de la tasa de liberación de energía elastoplástica y su variante crítica (J-integral y J_C -integral) (Saha y Biligiri, 2016).

A lo largo de las investigaciones se ha encontrado que el parámetro J_C -integral es el que más varía según las propiedades de la mezcla asfáltica tales como el tipo de cemento asfáltico, el tamaño máximo nominal de la mezcla, esfuerzo de compactación, presencia de aditivos o material reciclado. Es por ello que este parámetro se ha calificado como el más adecuado para la evaluación de la fractura en MAC tanto convencional como modificada (Saha y Biligiri, 2016).

3.2 Descripción del ensayo semicircular a flexión (SCB)

3.2.1 Modo estático

En esta sección se describirá de manera general el procedimiento para la ejecución del ensayo SCB con base en la norma ASTM D8044-16. Para mayor detalle en cuanto a su metodología se recomienda consultar la norma.

1. Resumen del método de ensayo

En una configuración de flexión a tres puntos, se carga de forma monotónica y a una tasa de deformación constante un espécimen semicircular con una ranura, de longitud predefinida, paralela a su eje de simetría hasta que se presenta la falla por fractura. Las variables de deformación y carga se miden constantemente para con ellas calcular la energía de fractura (U) para una longitud de ranura en específico. La prueba se ejecuta para varias muestras con longitudes de ranura distintas, también predefinidas, para con ello obtener la tasa crítica de liberación de energía elastoplástica (J_C -integral).

2. Equipo requerido

- 2.1 Dispositivo de carga axial con una tasa de deformación constante de 0,5 mm/min.
- 2.2 Cámara de climatización con una precisión de $\pm 0,3$ °C.
- 2.3 Sistema de captura y almacenamiento de datos para registrar la carga, deformación y temperatura de la cámara simultáneamente con una frecuencia de 10 Hz.
- 2.4 Celda de carga electrónica entre el plato de carga y el pistón.
- 2.5 Medidor de deformación (TDVL o similar).
- 2.6 Medidores de temperatura.
- 2.7 Compactador giratorio acorde a la norma ASTM D6925.
- 2.8 Sierra con un espesor de lámina menor a 3,5 mm.
- 2.9 Marco de carga.

2.10 Tiras de PTFE para reducir la fricción entre el espécimen y las barras de apoyo.

3. Muestreo, preparación de especímenes y unidades de medidas

3.1 Muestras preparadas y compactadas en laboratorio

3.1.1 Se debe preparar un mínimo de 3 especímenes cilíndricos con 150 mm de diámetro y con 120 mm de altura con un porcentaje de vacíos de $(7,0 \pm 0,5) \%$.

3.1.2 Se corta cada espécimen a lo alto en dos, con 57 mm de altura y luego nuevamente se cortan alrededor de su diámetro para generar en total 4 especímenes con 57 mm de altura y 150 mm de diámetro. En caso de recortar las caras superior e inferior para lograr una mayor uniformidad en el porcentaje de vacíos, la altura de cada espécimen cilíndrico debe incrementarse en (15 ± 1) mm.

3.2 Muestras extraídas de pavimento asfáltico

3.2.1 Para extraer especímenes de campo, el espesor mínimo de la carpeta asfáltica deberá estar entre (38-60) mm y los núcleos deben provenir de la parte inferior de la carpeta hacia la superficie sin ocasionarles ningún tipo de esfuerzo. De un mismo núcleo podrán generarse un máximo de dos especímenes.

3.2.2 Los especímenes cilíndricos deberán tener un diámetro de 150 mm y una altura de 57 mm, posteriormente, estos se cortan por su diámetro para generar dos especímenes semicirculares con 57 mm de altura y 75 mm de diámetro.

3.3 Ranura

A cada espécimen se le realizará una ranura en su eje de simetría, las tres longitudes a emplear serán (25 mm, 32 mm y 38 mm).

3.4 Envejecimiento

Los especímenes preparados en laboratorio deben ser sometidos a un proceso de envejecimiento de acuerdo con la norma AASHTO R 30, los provenientes de campo no requieren este acondicionamiento.

3.5 Número de especímenes

La norma requiere un mínimo de cuatro especímenes semicirculares por cada longitud de ranura, es decir, doce en total.

4. Procedimiento

- 4.1 Se debe asegurar que todas las superficies y equipos estén limpios, a continuación, se colocan las tiras de PTFE entre el espécimen y sus soportes inferiores.
- 4.2 Se coloca el espécimen en el marco de carga garantizando que esté centrado y que el contacto sea uniforme y nivelado entre sus soportes.
- 4.3 Se ajusta la cámara a la temperatura de ensayo (consultar la norma para mayor detalle), un espécimen de prueba podrá ser colocado para determinar cuándo esta temperatura ya se alcanzó, de lo contrario las muestras deberán ser colocadas durante un periodo de $(2 \pm 0,5)$ h previo al inicio de la prueba.
- 4.4 Se aplica una precarga de (45 ± 10) N por 30 s para asegurar que el espécimen esté posicionado y nivelado.
- 4.5 Se comienza a aplicar la carga sobre el espécimen a una tasa de desplazamiento de 0,5 mm/min. El tiempo, la carga y la deformación se deben medir y registrar con una frecuencia de 10 Hz. La prueba se finaliza cuando la carga aplicada sobre el espécimen se reduce a un 25 % de la carga pico registrada por el equipo.

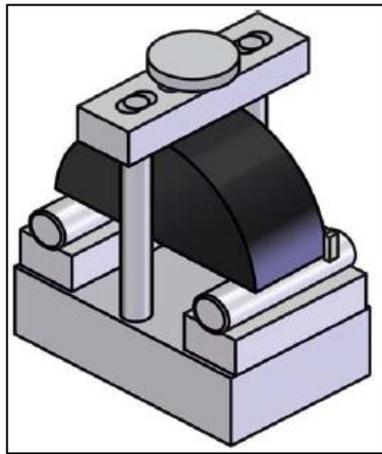


Figura 14. Configuración del equipo de prueba

Fuente: (ASTM, 2016)

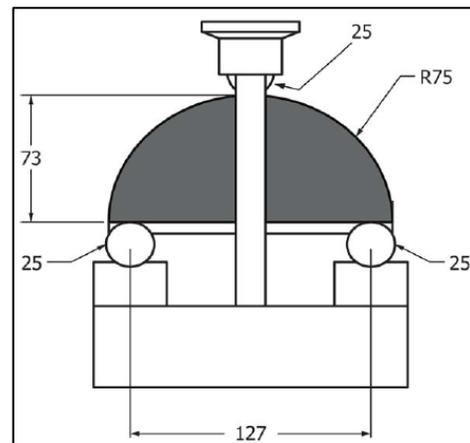


Figura 15. Dimensiones para el montaje del equipo de prueba

Fuente: (ASTM, 2016)

5. Cálculos e interpretación de resultados

- 5.1 Se debe verificar que la región lineal de las curvas carga-deformación obtenidas sea consistente con el registro de datos, las inconsistencias pueden ser producto de la conformación del equipo, la preparación y montaje de muestras u otros factores.
- 5.2 Se procede a calcular la energía de fractura hasta la falla de cada espécimen mediante la siguiente ecuación:

$$U = \sum_{i=1}^n (u_{i+1} - u_i) \cdot P_i + \frac{1}{2} \cdot (u_{i+1} - u_i) \cdot (P_{i+1} - P_i) \quad (8)$$

Un método alternativo para obtener U es ajustar la curva carga-deformación para cada espécimen con un polinomio de grado seis e integrar desde el origen hasta el pico de carga máxima (ver Figura 16). El resultado se debe reportar en concordancia con la práctica ASTM E29.

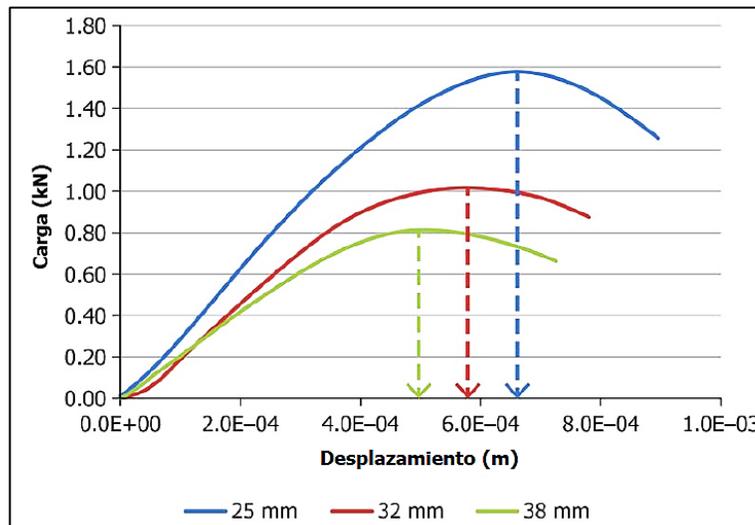


Figura 16. Ejemplos de curvas carga-deformación

Fuente: (ASTM, 2016)

- 5.3 Se emplea la práctica ASTM E178 para detectar la presencia de valores extremos en las réplicas de energía de fractura de cada longitud de ranura con un nivel de confianza del 90 % y se eliminan en caso de que existan.
- 5.4 Se grafica la energía de fractura de cada espécimen contra su espesor de ranura, posterior a esto, se genera un arreglo de tendencia lineal del cual se espera obtener un coeficiente de determinación R^2 mayor a 0,90 (ver Figura 17).

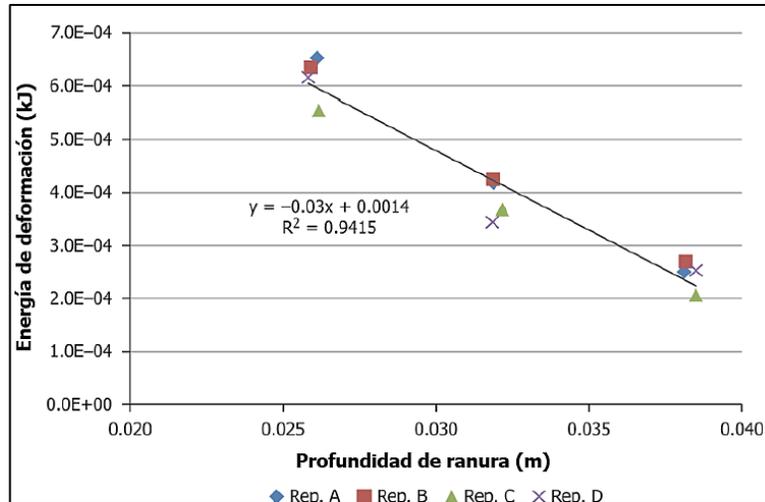


Figura 17. Modelo de regresión lineal entre la energía de fractura hasta la falla y la longitud de ranura

Fuente: (ASTM, 2016)

- 5.5 La pendiente de la curva de la Figura 17 se divide entre la altura promedio de los especímenes para obtener la tasa de liberación de energía elastoplástica J_C - integral.

3.2.2 Modo dinámico

Esta modalidad, abreviada en inglés como RSCB, no posee aún ninguna norma específica para su ejecución; sin embargo, estudios previos han demostrado que partiendo de su curva ciclo-deformación (curva de deterioro) (ver Figura 18) se pueden desarrollar métodos similares a los de la prueba de vigas a flexión en cuatro puntos para determinar la vida a fatiga de las mezclas asfálticas (Murillo, 2016). De acuerdo con los procedimientos seguidos por algunos autores, es necesario primero llevar a cabo el SCB estático para realizar el dinámico. Los especímenes de prueba para el RSCB son de las mismas dimensiones que para el SCB, la aplicación de la carga es cíclica, sin periodo de descanso (evita los efectos de la recuperación en el asfalto) y a una tasa de esfuerzo constante (Arrieta, 2016). Por la geometría de las muestras no se recomienda realizar el ensayo bajo la modalidad de deformación constante. Las ventajas que posee este ensayo sobre los tradicionales son la baja variabilidad entre especímenes, un menor tiempo de ejecución y muestras más sencillas de fabricar y manipular (Murillo, 2016).

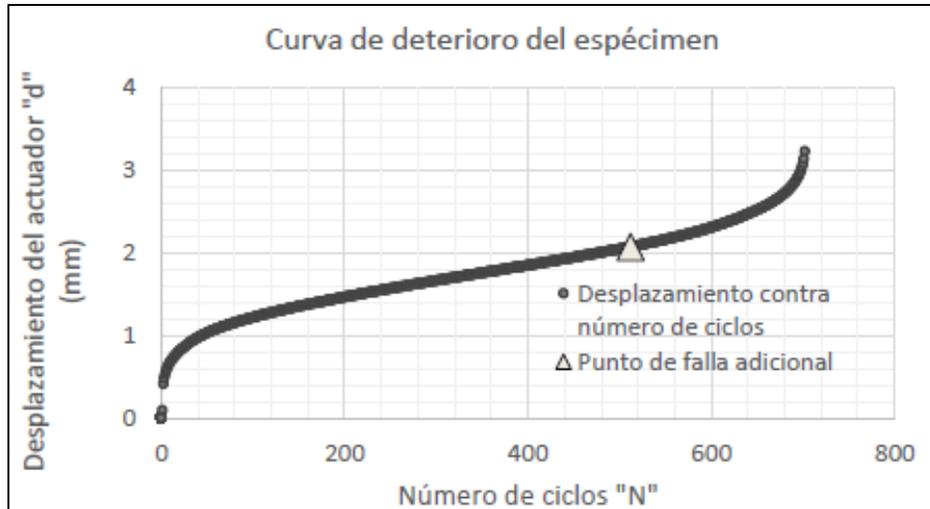


Figura 18. Curva típica del desplazamiento de la ranura en función del número de ciclos

Fuente: (Arrieta, 2016)

La carga usual con la que se prueban los especímenes es el 50 % de la carga máxima del ensayo SCB estático, esta se aplica a una frecuencia de 10 Hz (u otro valor que asemeje los patrones de tráfico) y se ejecuta hasta obtener la propagación de la grieta por todo el espécimen. Los parámetros obtenidos por el ensayo son el número de ciclos y la deformación o desplazamiento vertical (Arrieta, 2016).

Dentro del contexto nacional, el ensayo ha sido empleado para trabajos finales de graduación (Arrieta, 2016 y Rivera, 2019), en ambos trabajos los autores se basaron en las metodologías y criterios de falla definidos a su vez por otros investigadores del ámbito internacional. Se destaca el ensayo RSCB como un complemento en potencia a su contraparte estático para realizar una evaluación completa del proceso de fatiga en mezclas asfálticas pasando por los procesos de desarrollo de grietas y determinación de los ciclos hasta alcanzar la falla por fatiga; sin embargo, se requiere de una mayor investigación, tanto a nivel internacional como nacional para definir especificaciones con base en esta prueba.

3.3 Ensayo SCB y la evaluación de fatiga en MAC a nivel internacional

Se realizó una extensa revisión bibliográfica en la cual se recopilaron experiencias de distintos investigadores en la realización del ensayo SCB, el análisis de sus resultados y su relación con la evaluación del desempeño a fatiga en MAC. Se procuró en todo momento recopilar estudios del año 2016 en adelante y en donde los procedimientos ejecutados coincidieran con la norma ASTM D8044-16 o fuesen similares para validar las diferentes conclusiones y emplearlas como base para el desarrollo de las especificaciones a nivel nacional.

En el Cuadro 1 se muestra la información principal de las investigaciones seleccionadas, entre ella se destacan los autores y año de publicación, el objetivo del trabajo, las características de las mezclas ensayadas (tipo de diseño, parámetros de formulación y tipo de acondicionamiento), las variaciones en la ejecución de la prueba y los resultados del parámetro J_C -integral.

Cuadro 1. Resumen de resultados del ensayo SCB en distintas investigaciones a nivel internacional

Autor, país y año de publicación	Título de la publicación	Objetivo	Diseño de mezcla evaluado	Parámetros de formulación				Jc (kJ/m ²)	Conclusión				
				Generales		Específicos para el ensayo							
Thomas Bennert, Christopher Ericson, Darius Pezeshki y Ron Corun (Estados Unidos, 2016)	Desempeño a fatiga de MAC modificada con aceite de motor re-refinado	Analizar el desempeño a fatiga de mezclas asfálticas en caliente modificadas con aceite de motor re-refinado (REOB)	Mezclas con diseños aprobados por el Departamento de Transportes de New Jersey (NJDOT)	TMN	9,5 mm	PG 58-28	Envejecimiento por 4 h a 135 °C	0,299	No se encontró una buena correlación entre el ensayo SCB y el AASHTO T321				
				CA	5,40%		Envejecimiento por 5 días a 85 °C	0,281					
				VMA	15%	PG 64-28	Envejecimiento por 4 h a 135 °C	0,356					
							Envejecimiento por 5 días a 85 °C	0,539					
Shadi Saadeh y Omer Eljairi (Estados Unidos, 2018)	Comparación de las propiedades de fractura del concreto asfáltico usando el movimiento de travesaño (CHM) y la cámara sin contacto (NCC)	Comparar el ensayo SCB empleando un equipo de travesaño (CHM) y otro de cámara sin contacto (NCC) con el fin de evaluar la factibilidad del uso de la prueba SCB para el aseguramiento y control de la calidad (QA/QC)	Mezcla del Programa Estratégico de Investigación en Autopistas (SHRP)	VA ²	5,03%	PG 64-10 RAP	CHM ⁷	0,662	Los resultados se correlacionaron bien con un ² con un R ² de 0,745 y la covarianza de la modalidad CHM fue de máximo 38%, por lo que se recomienda para su uso en el control de calidad				
				VA	5,07%		PG 64-28PM Modificado con polímero	CHM		0,816			
			Mezcla diseñada con metodología Hveem del Departamento de Transportes de California (Caltrans)	VA	6,17%	710P4-AR ³ (PG 64-16)	NCC	0,676					
				VA	4,93%	AN-HMA ⁴ (PG 64-10)	CHM	1,132					
			Manik Barman, Rouzbeh Ghabchi, Dharamveer Singh, Musharruf Zaman y Sesh Commuri (Estados Unidos 2018)	Una alternativa a los resultados de la prueba de tensión indirecta para evaluar el comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas en caliente	Sugerir un ensayo de fatiga sencillo, rápido y efectivo, así como su procedimiento de análisis	Mezclas con diseños aprobados por el Departamento de Transportes de Oklahoma (OKDOT)	TMN	19 mm		PG 64-22	Asfalto sin modificar	0,634	Los resultados del ensayo SCB mostraron una correlación alta con los parámetros FI y NI de los ensayos de tensión indirecta y el AASHTO T321
							CA	4,30%					
							TMN	19 mm		PG 76-28	Asfalto modificado con polímero	0,712	
							CA	4,70%					
TMN	12,5 mm	PG 76-28					Asfalto modificado con polímero	1,084					
CA	7,20%												
TMN	12,5 mm	PG 76-28	Asfalto modificado con polímero	0,85									
CA	7,20%												
Max A. Aguirre, Marwa M. Hassan, Sharareh Shirzad, Louay N. Mohammad (Estados Unidos, 2018)	Desempeño de rejuvenecedores de asfalto en MAC con residuos de teja asfáltica	Examinar los efectos de 4 rejuvenecedores en el desempeño de MAC con residuos de teja asfáltica	Mezclas con metodología de diseño Superpave de acuerdo con las normas AASHTO R 35-09, AASHTO M 323-07 y la Sección 502 del Manual de Especificaciones y Estándares para Caminos y Puentes de Louisiana (2006)	TMN	12,5 mm	PG 70-22 Modificado con polímero	0% de RAS 0% de rejuvenecedor	0,52	Mezclas con RAS y rejuvenecedores mostraron un valor de Jc por debajo del 0,5 kJ/m ²				
				CA virgen	(4,3 - 5,3)%		5% de RAS 0% de rejuvenecedor	0,43					
				VA	(3,8 - 4,5)%		5% de RAS 5% de aceite de girasol	0,4					
				VMA	(13,4 - 14,4)%		5% de RAS 5% de Rejuv68	0,38					
				VFA	(66,2 - 72,5)%		5% de RAS 5% de Cargill 1252	0,39					
							5% de RAS 5% de Cargill 1253	0,43					

Autor, país y año de publicación	Título de la publicación	Objetivo	Diseño de mezcla evaluado	Parámetros de formulación				Jc (kJ/m ²)	Conclusión	
				General del diseño de mezcla		Específico para el ensayo				
Hamed Hakimelahi (Estados Unidos, 2013)	Investigación de las propiedades de fractura del concreto asfáltico en California	Investigar el uso del ensayo SCB como aseguramiento y control de la calidad (QA/QC) para su aplicación en la producción de MAC	Mezclas aprobadas por el Departamento de California (Caltrans) y el Departamento de Transportes de Minnesota (MnDOT)	TMN	-	PG 64-10	CHM	0,662	Se concluye que existe una buena correlación entre el ensayo SCB con el método CHM y el AASHTO T 321, así como entre los resultados del ensayo SCB tanto por CHM y NCC por lo que se recomienda para la evaluación de QA/QC	
				VA	5,03%	Con RAP	NCC	0,271		
				TMN	-	PG 64-28	CHM	0,816		
				VA	5,07%	Modificado con polímero	NCC	0,676		
				TMN	19 mm	710P4-AR	CHM	1,132		
				VA	6,17%	(PG 64-16)	NCC	1,137		
				TMN	19 mm	AN-HMA	CHM	0,696		
				VA	4,93%	(PG 64-10)	NCC	0,226		
				TMN	-	MnROAD	CHM	1,198		
VA	4,83%		NCC	-						
Chen Chen (Estados Unidos, 2020)	Validación de ensayos de laboratorio para el desempeño ante el agrietamiento de arriba hacia abajo	Validar ensayos de laboratorio para evaluar el agrietamiento mediante el establecimiento de correlaciones entre los resultados del agrietamiento medido en campo de la pista de ensayos del Centro Nacional para Tecnología del asfalto (NCAT)	Mezclas diseñadas para la pista de pruebas del NCAT	TMN	12,5 mm y 19,1 mm	PG 52-34	MPCL ⁹	0,36	Los resultados de la mezcla no mostraron diferencias estadísticas ante distintas metodologías de envejecimiento	
				CA	(5,2 - 7,4) %	PG 64-28	MLCL ¹⁰	0,29		
				VA	(4,0 - 6,0) %		MPCL	0,61		
				VMA	(16,5 - 19,9) %	PG 76-22 ⁵	MLCL	0,54		
				VFA	(65 - 75) %	Modificado con SBS	MPCL	0,34		
							MLCL	0,32		
				PG 67-22	Modificado con SBS	MPCL	0,39			
						MLCL	0,22			
						MPCL	0,34			
						MLCL	0,30			
Louay N. Mohammad, Minkyum Kim y Mostafa Elseifi (Estados Unidos, 2012)	Caracterización de la energía de fractura de mezclas asfálticas en caliente empleando el ensayo SCB	Evaluar la efectividad del ensayo SCB para predecir el agrietamiento por fatiga de los pavimentos asfálticos mediante el análisis del parámetro Jc de las mezclas de planta y su agrietamiento por fatiga medido en campo	Mezclas diseñadas por distintas metodologías para su uso en proyectos de rehabilitación del estado de Louisiana	TMN	19 mm	PG 70-22	< 3 mill ESAL	0,74	Se encontró una correlación aceptable con un R ² de 0,58 entre los resultados del Jc y el agrietamiento causado por fatiga medido en campo; sin embargo otros factores como los climáticos, cargas y volumetría no se tomaron en cuenta	
				TMN	19 mm	Modificado con polímero	PG 70-22	< 3 mill ESAL		0,86
				TMN	19 mm	AC-30	< 3 mill ESAL	1,01		
				TMN	19 mm	AC-30	< 3 mill ESAL	0,96		
				TMN	25 mm	AC-30	< 3 mill ESAL	1,57		
				TMN	25 mm	PAC-40 ⁶	(3 - 30) mill ESAL	1,2		
				TMN	25 mm	PAC-40	(3 - 30) mill ESAL	0,87		
				TMN	19 mm	PG 76-22	> 30 mill ESAL	1,31		
				TMN	19 mm	Modificado con polímero	PG 76-22	> 30 mill ESAL		0,89

¹ Porcentaje de contenido de asfalto sobre el peso de la mezcla

² Porcentaje de vacíos de aire

³ Ligante asfáltico con clasificación de AR-8000

⁴ Ligante asfáltico de la refinadora Valero Benicia

⁵ Polímero sintético de tipo elastómero

⁶ Ligante asfáltico tipo PAC-40 empleado en Estados Unidos

⁷ Equipo de ensayo SCB con equipo AMPT (prensa de contacto)

⁸ Equipo de ensayo SCB con cámara sin contacto

⁹ Muestra de planta compactada en laboratorio

¹⁰ Muestra de laboratorio compactada en laboratorio

Se expone a continuación una lista con las principales conclusiones de cada publicación siguiendo el orden con el que aparecen en el Cuadro 1:

- No se encontró una buena correlación entre el ensayo SCB y el AASHTO T 321.
- Los resultados de las metodologías de ensayo CHM y NCC se correlacionaron bien entre sí con un coeficiente de determinación (R^2) de 0,745; además, la covarianza de la modalidad CHM mostró un valor máximo de 38 % por lo que se recomienda para su uso en el control de calidad.
- Los resultados del ensayo SCB mostraron una correlación alta con los parámetros de índice de flexibilidad (FI) y N_f de los ensayos de tensión indirecta y el AASHTO T 321 respectivamente.
- Las mezclas asfálticas con incorporación de RAS y rejuvenecedores como aditivos mostraron un valor de J_c -integral por debajo de 0,5 kJ/m².
- Se concluye que existe una buena correlación entre el ensayo SCB con el método CHM y el AASHTO T 321, así como entre los resultados del ensayo SCB tanto por CHM y NCC por lo que se recomienda para la evaluación de aseguramiento y control de la calidad (QA/QC).
- Los resultados del ensayo SCB no mostraron diferencias estadísticas significativas ante distintas metodologías de envejecimiento.
- Se encontró una correlación aceptable con un R^2 de 0,58 entre los resultados del parámetro J_c -integral y el agrietamiento causado por fatiga medido en campo; sin embargo, es necesario tomar en cuenta la influencia de factores como los climáticos, cargas y volumetría de las mezclas pues también tienen influencia en el desempeño del pavimento.

Con base en lo anterior, es evidente que el parámetro J_c -integral es sensible ante las variaciones tanto en el diseño de mezcla asfáltica, las formas de ejecutar el ensayo SCB y las condiciones de desempeño de los pavimentos. Por lo tanto, es que se resalta su recomendación para el aseguramiento y control de calidad en mezclas asfálticas debido no solo a su facilidad de aplicación y la baja variabilidad de sus resultados sino a la flexibilidad que muestra ante distintos escenarios lo que a su vez permite que los estudios para generar especificaciones a partir de sus resultados puedan ser tan amplios y complejos como lo requieran sus usuarios.

3.4 Ensayo SCB en la descripción del inicio y la propagación de grietas

Las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica en caliente determinan qué porcentaje de participación poseen los procesos de inicio y propagación de grietas a lo largo de toda la vida a fatiga. Esto fue demostrado gracias a dos investigaciones de los autores Gourab Saha y Krishna Prapoorna Biligiri; la primera de ellas titulada *Mecanismo de fatiga comprehensivo de mezclas asfálticas: Estudio sinérgico del inicio y propagación de grietas* (2018), la segunda se denomina *Investigación del comportamiento de mezclas asfálticas ante el inicio del agrietamiento: Fatiga a través del ensayo semicircular a flexión* (2019).

En ambos estudios se produjeron mezclas con dos tipos de graduaciones de agregados: densa o cerrada (D) y granulometría abierta de Arizona (AZ); en la publicación del año 2018 se utilizaron tres clases de asfalto: uno convencional con grado de viscosidad 30 (VG-30), uno modificado con el polímero SBS (PMB-40) y uno modificado con virutas de caucho (CRMB-60). Por otro lado, en la publicación de 2019 solo se emplearon ligantes asfálticos de tipo VG-30 y CRMB-60, ambas investigaciones diseñaron las mezclas variando los contenidos de asfalto (4 %, 4,5 %, 5 %, 6 %, 7 % y 8 %) y de vacíos (4 %, 7 % y 9 %) mezclando así la granulometría densa con el asfalto del tipo VG-30 y la graduación abierta con el PMB-40 y el CRMB-60. Se prepararon los especímenes con el compactador giratorio Superpave y posterior a eso se sometieron al ensayo SCB estático y dinámico mediante los cuales se determinaron la cantidad de ciclos que le tomaba al material llegar al inicio (N_i) y a la propagación (N_p) de grietas.

En ambas investigaciones se observó que las propiedades de formulación de la mezcla y su entorno poseen un impacto sobre los procesos de inicio y propagación de grietas, es así como mezclas más rígidas (menor contenido de asfalto y ligantes de mayor viscosidad) mostraron una mayor resistencia al inicio de grietas (N_i mayor), pero una rápida fase de propagación (N_p menor). Por el contrario, las mezclas más blandas (mayores contenidos de asfalto, ligantes modificados con polímeros y granulometría más abierta) no presentaban gran resistencia ante el inicio de la fractura, pero una vez que esta fase concluía, la propagación se realizaba de forma más estable.

A modo de conclusión, los investigadores determinaron que cuando en la mezcla el proceso de falla a fatiga es regido por la fase de iniciación (mezclas más rígidas), la cantidad de ciclos hasta la falla (N_f) será menor que en aquellos materiales bituminosos en los que la fase de

propagación (mezclas más blandas) domina el mecanismo de fatiga. A nivel general se observó que ante contenidos de vacíos mayores el número de ciclos en cada fase disminuyen lo que ocasiona una reducción de la vida a fatiga. Los resultados denotan la sensibilidad que posee el ensayo SCB cíclico ante los cambios en las propiedades volumétricas de las mezclas en estudio de las cuales algunas comparten características similares a aquellas producidas en la actualidad para las vías nacionales.

3.5 Predicción de la vida a fatiga (N_f) con el ensayo SCB

3.5.1 Modelo para la predicción de los ciclos ante el inicio (N_i) y la propagación (N_p) de grietas, y la falla por fatiga (N_f)

Los autores Saha y Biligiri (2018) desarrollaron 3 modelos para la predicción del mecanismo completo de fatiga: el primero para la fase de inicio de grietas (N_i), el segundo para la etapa de propagación (N_p) y el último para predecir la vida a fatiga (N_f). Los modelos se presentan a continuación:

$$N_i = 2\,9449,9 - \frac{115,5}{V_a} - 32,6V_{beff} + \frac{0,503}{E^*} - \frac{45,8}{S} \quad (9)$$

$$N_p = -45,7 - \frac{63,9}{V_a} - 72,8V_{beff} + \frac{82\,339\,263,9}{E^*} - \frac{0,6}{S} \quad (10)$$

$$N_f = -8,864 + \frac{2\,618,7}{V_a} + 132,5V_{beff} - \frac{88\,351\,570,2}{E^*} - \frac{1\,161\,278,1}{S} \quad (11)$$

N_i : Número de ciclos para el inicio de grietas V_a : Contenido de vacíos de aire (%)

N_p : Número de ciclos para la propagación de grietas V_{beff} : Contenido de asfalto efectivo (%)

$|E^*|$: Módulo dinámico (MPa)

N_f : Número de ciclos para la falla por fatiga S : Deformación inicial del ensayo SCB dinámico ($\mu\epsilon$)

Los modelos expuestos en las ecuaciones anteriores tuvieron un R^2 mayor a 0,425; aunado a esto, para su calibración se emplearon resultados de varios tipos de mezclas asfálticas en caliente entre las que destacaban diseños de granulometrías densas con contenido de vacíos del 4 % y con asfaltos modificados con polímeros (Saha y Biligiri, 2018); estos son similares a las utilizadas en Costa Rica para los proyectos de obra nueva y conservación vial. Es por ello, que los modelos de las ecuaciones 9 a la 11 se recomiendan como una opción para predecir el comportamiento a fatiga a través de parámetros de fractura.

3.5.2 Modelo del diseño mecanístico empírico AASHTOWare Pavement ME Design modificado con el parámetro J_c -integral

Los autores Wei Cao, Louay Mohammad, Mostafa Elseifi, Samuel Cooper y Shadi Saadeh en su publicación del año 2018 titulada *Predicción del comportamiento a fatiga de pavimentos asfálticos basado en el ensayo a flexión semicircular a temperatura intermedia* evaluaron la resistencia a la fractura de 10 tipos de mezcla previamente caracterizados como parte de un proyecto de investigación a gran escala para describir de forma extensa el comportamiento de pavimentos en el que se emplearon 11 tramos de prueba con diseños de mezcla distintos. La iniciativa fue de la FHWA y se llevó a cabo en la *Accelerated Loading Facility* (ALF) en McLean, Virginia, Estados Unidos en el año 2013.

Para el diseño de mezcla de los tramos se emplearon ligantes asfálticos tipo PG 64-22 y PG 58-28, contenidos varios de RAS y RAP, espesores de carpeta de aproximadamente 11 cm colocados sobre una capa de base granular de 56 cm de espesor conformada por agregados triturados, los contenidos de asfalto de la mezcla asfáltica oscilaron entre 4,60 % y 5,08 %. Se aplicó el ensayo del módulo dinámico (AASHTO TP 79) y el de SCB estático (ASTM D8044-16) sobre los especímenes. Los resultados de la tasa de liberación de energía elastoplástica evaluaron la resistencia a la fractura desde el punto de vista de la propagación de grietas e identificó las diferencias entre los tipos de MAC empleados debido a las variaciones en su rigidez. Las características de las mezclas estudiadas, así como el resultado del parámetro J_c -integral se aprecian en el Cuadro 2.

Cuadro 2. Características y resultados de los tramos incluidos en la investigación del ALF

Código del tramo	Grado de desempeño del asfalto	Contenido de asfalto (%)	J_c (kJ/m²)
L1	64-22	5,08	0,55
L2	58-28	5,07	0,58
L4	64-22	4,98	0,38
L5	64-22	4,95	0,46
L6	64-22	4,60	0,34
L7	58-28	4,91	0,41
L8	58-28	4,95	0,32
L9	64-22	4,98	0,47
L11	58-28	4,89	0,46

Las mezclas con material reciclado no solo mostraron una variabilidad alta, sino que obtuvieron valores de J_C -integral más bajos que mezclas con asfalto virgen; por otro lado, las carpetas que contenían un asfalto más blando (PG 58-28) respondieron mejor consiguiendo valores de J_C -integral más altos y por ende una mayor resistencia al agrietamiento que las mezclas con un ligante menos rígido (PG 64-22). Los autores desarrollaron un modelo de predicción de la vida a fatiga (N_f) que incluía el uso del parámetro J_C -integral, este se presenta a continuación:

$$N_f = k_1 C C_H \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{k_2} \left(\frac{1}{|E^*|}\right)^{k_3} (J_C)^{k_4} \quad (12)$$

$$C = (10)^{4,84 \left(\frac{V_{be}}{V_a + V_{be}} - 0,69\right)} \quad (13)$$

$$C_H = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{11,02 - 3,49 H_{AC}}}} \quad (14)$$

N_f : Ciclos admisibles hasta la falla por fatiga	V_{be} : Contenido de asfalto efectivo por volumen (%)
ϵ_t : Deformación unitaria en la parte inferior de la carpeta asfáltica	V_a : Contenido de vacíos de aire (%)
$ E^* $: Módulo dinámico (MPa)	H_{AC} : Espesor total de la carpeta asfáltica (cm)
C_H : Espesor corregido por el agrietamiento a fatiga	k_{1-4} : Coeficientes de regresión, en donde
J_C : Parámetro obtenido del ensayo SCB (ASTM D8044-16) (kJ/m ²)	k_1 : $3,57 \times 10^{12}$
C : Descripción volumétrica de la mezcla	k_2 : 2,141
	k_3 : 4,327
	k_4 : 1,587

El modelo es una modificación al que emplea el programa *AASHTOWare Pavement ME Design* para así introducir un parámetro que tomase en cuenta la resistencia a la fractura o el agrietamiento pero que también distinguiese entre los parámetros volumétricos de la mezcla como lo hace el J_C -integral según lo han demostrado varios autores ya expuestos en este escrito. Los coeficientes de regresión mostrados en la ecuación 12 se derivaron con base en la aplicación del modelo a algunos tramos para su calibración y posteriormente se validó con otras mezclas de la misma investigación. Como una mejora significativa al modelo de AASHTO se tiene que la inclusión del parámetro logró aproximar de una mejor forma el orden de desempeño a fatiga en comparación con el brindado por el modelo original, la clasificación fue

obtenida en la investigación del ALF. Esto se muestra en el Cuadro 3 en donde las mezclas se posicionan de mejor a peor desempeño.

Cuadro 3. Categorización por desempeño a fatiga de los tramos incluidos en la investigación del ALF

Posición	Investigación del ALF (2013)	Modelo AASHTO original	Modelo AASHTO modificado con el parámetro J_c (2018)
1	L1	L1	L1
2	L9	L9	L9
3	L6	L6	L6
4	L4	L8	L8
5	L11	L3	L4
6	L8	L4	L11
7	L3	L7	L3
8	L5	L11	L7
9	L7	L5	L5
CV (RMSE) (%)		23	18
Coefficiente τ de Kendall		0,67	0,83

El coeficiente τ de Kendall evalúa el grado de precisión al comparar dos clasificaciones, entre más cercano sea su valor a 1 más similares son ambas clasificaciones. El coeficiente de varianza de la raíz del error cuadrático medio (CV RMSE) es más bajo para el grupo de predicciones que empleó el modelo modificado. El modelo modificado empleó en su calibración mezclas con características similares a las elaboradas en nuestro país, tales como ligantes asfálticos tipo PG 64-22 y contenidos de asfalto cercanos al 5 % por lo que su uso se recomienda para evaluar la producción de MAC a nivel nacional.

3.6 Reglamentación internacional para los valores del parámetro J_c -integral requeridos para el aseguramiento y control de la calidad

3.6.1 Concepto de diseño balanceado

En la actualidad, el único departamento de transportes de Estados Unidos con requerimientos mínimos para el parámetro J_c -integral es el del estado de Louisiana (LADOTD) (AASHTO, 2020), que en 2016 decidió agregar a su manual de especificaciones (*Louisiana Standard Specifications for Roads and Bridges*) los siguientes valores del parámetro J_c -integral:

Cuadro 4. Valores reglamentarios del parámetro J_c -integral según el LADOTD

Nivel del diseño de mezcla	Ejes equivalentes (ESALs) para la proyección a 20 años	Valor de J_c-integral (kJ/m²)
Nivel de tráfico 1	≤ 3 millones	0,5
Nivel de tráfico 2	> 3 millones	0,6

Fuente: (LADOTD, 2016)

Lo anterior surgió como una manera de alcanzar el objetivo de producir mezclas asfálticas bajo la metodología de diseño balanceado o BMD por sus siglas en inglés (*Balanced Mix Design*) la cual, Cooper, Mohammad, Kabir y King (2014) definieron como el conjunto de especificaciones para la evaluación mecánica en laboratorio de forma tal que se pueda predecir el desempeño de la mezcla en campo ante la deformación permanente y el agrietamiento para así complementar las metodologías de diseño volumétrico que proveen las proporciones de los materiales a emplear en el diseño. Al respecto, los mismos autores indican que:

Se requiere un balance entre la resistencia a la deformación y el agrietamiento en respuesta a la demanda de cargas y condiciones ambientales para que un pavimento se comporte adecuadamente en campo, el controlar las propiedades volumétricas no es suficiente para asegurar un buen desempeño debido a que con frecuencia los pavimentos no se comportan de acuerdo con lo diseñado. (Cooper et al., 2014, p.93)

Como una solución a este vacío en las metodologías de diseño volumétrico se han destacado el desarrollo de ensayos que permiten evaluar las características de los pavimentos recién construidos para con base en ello, predecir su desempeño a mediano y largo plazo. En cuanto al estudio del agrietamiento por fatiga en mezclas asfálticas se tiene que el ensayo semicircular a fatiga (SCB) ha demostrado ser eficiente y efectivo a la hora de predecir este comportamiento en los materiales con componentes bituminosos (Mohammad, Wu y Aglan, citados por Cooper et al. (2014, p.93). En la actualidad, la norma AASHTO MP 46-20 contiene un estándar sobre la implementación del diseño balanceado de mezclas y enlista el ensayo SCB con la norma ASTM D8044-16 como prueba para evaluar la fractura.

3.6.2 Caso de Louisiana, Estados Unidos

En esta sección se explica con detalle la investigación llevada a cabo por las autoridades en materia de transportes del estado de Louisiana para definir las especificaciones de los resultados del ensayo SCB para la evaluación del agrietamiento por fatiga en el control de calidad de las mezclas asfálticas que colocan los contratistas en sus vías. Esta descripción se basa en el reporte titulado *Desarrollo de especificaciones basadas en el desempeño para las mezclas asfálticas en caliente de Louisiana* elaborado por Louay Mohammad, Minkyum Kim y Harshavardhan Challa para el *Louisiana Transportation Research Center* (LTRC) del LADOTD en el año 2016.

Las especificaciones basadas en el desempeño (PBS por las siglas en inglés de *Performance-Based Specification*), similares a la metodología BMD, toman como principal objetivo definir la calidad de los pavimentos no solo en términos de formulación volumétrica sino también en cuanto al desempeño en campo se requiere. Como una forma de adaptarse a los procedimientos de aseguramiento y control de la calidad se proponen versiones simplificadas de este enfoque que hagan uso de ensayos sencillos, efectivos y eficientes para evaluar el desempeño de las mezclas asfálticas ante la deformación permanente y el agrietamiento.

Para el desarrollo de las especificaciones se escogieron distintos proyectos viales del estado cuyas características se muestran en el Cuadro 5, a todos se les aplicó el ensayo SCB con especímenes extraídos en campo y de acuerdo con el procedimiento establecido en la norma DOTD TR 330 la cuál emplea el mismo número de especímenes y dimensiones de ranura que su homóloga de la ASTM. En el caso de los 6 proyectos existentes se recolectó información relativa a su desempeño durante sus años de servicio a través del sistema de administración de pavimentos (PMS por sus siglas en inglés) del Estado de Louisiana; por otro lado, los 3 proyectos nuevos se seleccionaron para realizar la verificación de las especificaciones propuestas. Las secciones en estudio de cada proyecto se establecieron con una longitud de 0,16 km.

El LADOTD realiza una evaluación cada dos años para recabar información relativa a distintos deterioros en pavimentos. Para la estimación del agrietamiento se emplea un sistema de imágenes digitales que toma una fotografía en perspectiva ortogonal para cada 6,4 m del tramo en estudio. Las imágenes son procesadas de acuerdo con protocolos definidos por el departamento de transportes y los resultados se normalizan para una longitud de 0,16 km.

Cuadro 5. Información de los proyectos y mezclas participantes en el estudio del LTRC

Condición del proyecto	Nivel de tráfico	Nombre del proyecto	Tipo de mezcla	Código de la sección	Tipo de carpeta	Identificación de la mezcla	Grado de desempeño del asfalto	TMN (mm)	RAP (%)	Metodología de diseño
Existente	2	I10 Egan	MAC	I10EG	Rodadura	I10EW	PG76-22m ¹	12,5	0	Superpave
					Intermedia	I10EB		25,0		
		I10 Vinton	MAC (SMA) ²	I10VT	Rodadura	I10VW	PG76-22m ¹	12,5	0	Superpave
					LA964 Baker	MAC	964BK	Rodadura	964W	PG76-22m ¹
					Intermedia	964B		25,0	19	
		1	US171 Shreveport (171SP)	MAC	171-1	Rodadura	171H1	PG70-22m ¹	12,5	15
	MAT ³			171-2	171W1		15			
				171-3	171W2		30			
	LA3121 Spearsville (3121SV)		MAC	3121-1	Rodadura	3121H1	PG70-22m ¹	12,5	14	Superpave
			MAT ³	3121-2		3121W1			14	
				3121-3		3121W2			29	
	LA116 Pineville (116PV)		MAC	116-1	Rodadura	116H1	PG70-22m ¹	12,5	14	Superpave
					Intermedia	116H2			19,0	
		MAT ³	116-2	Rodadura	116W1	12,5			14	
Intermedia				116W2	19,0	19				
Nuevo	1	LA10 St. Helena	MAT ³	10SH	Rodadura	10W	PG82-22rm ⁴	12,5	15	Superpave
					Intermedia	10B	PG70-22m ¹	19,0	-	
		LA3235 Lafourche	MAC	3235LF	Rodadura	3235W	PG70-22m ¹	12,5	19	Superpave
					Intermedia	3235B			19,0	

Condición del proyecto	Nivel de tráfico	Nombre del proyecto	Tipo de mezcla	Código de la sección	Tipo de carpeta	Identificación de la mezcla	Grado de desempeño del asfalto	TMN (mm)	RAP (%)	Metodología de diseño
		US90 Iberia	MAC	90IB	Rodadura	90W	PG70-22m ¹	12,5	15	Superpave
					Intermedia	90B		19,0	19	

Fuente: (LADOTD, 2016)

¹ Ligante asfáltico modificado con polímero

² Macadam asfáltico

³ Mezcla asfáltica en tibio

⁴ Ligante asfáltico modificado con virutas de caucho

El agrietamiento conocido como *piel de lagarto* se mide en $m^2/0,16 km$ mientras que el agrietamiento longitudinal, transversal y aleatorio se reporta en $m^2/0,16 km$. Estos deterioros no solo se valoran a nivel cuantitativo, sino que también se clasifican con un nivel de severidad bajo, medio o alto. Finalmente, acorde con la extensión de los daños y el nivel de severidad se define para cada sección en estudio un índice de agrietamiento con un valor entero entre (0-100) en donde entre mayor sea el número este indica un mejor desempeño, en términos del estudio solo se tomaron en cuenta el agrietamiento de *piel de lagarto* y el aleatorio. Esto debido a que se atribuyen de una manera más directa al fenómeno de la fatiga en MAC.

Como se observa en el Cuadro 5, cada proyecto seleccionado contiene una o más secciones y estas a su vez cuentan con al menos 1 tipo de mezcla asfáltica colocada. En el Cuadro 6 se aprecian los resultados del índice de agrietamiento aleatorio para las secciones de pavimento cuya información estaba disponible en el PMS al momento del estudio, se tomó en cuenta solo este tipo de deterioro debido a que el conocido como *piel de lagarto* aún no se había manifestado de manera notoria en las secciones de estudio y por ende generó índices cercanos a 100 en todas las secciones.

Cuadro 6. Resultados para el índice de agrietamiento aleatorio de las secciones en el estudio del LTRC

Código de la sección	Índice de agrietamiento aleatorio (RCI)
I10EG	100
I10VT	96
964BK	82
171-1	89
171-2	96
171-3	90
3121-1	100
3121-2	100
3121-3	99
116-2	99

Fuente: (LADOTD, 2016)

El Cuadro 7 muestra los resultados del ensayo SCB sobre los especímenes de las rutas en estudio, se tienen los valores para cada mezcla asfáltica evaluada y también los promedios de las secciones que agrupaban más de un concreto asfáltico.

Cuadro 7. Resultados del ensayo SCB para las secciones en el estudio del LTRC

Condición del proyecto	Nivel de tráfico	Promedio de resultados para cada carpeta asfáltica			Promedio de resultados para cada sección			
		Código de la mezcla	Compactación (%)	J _c (kJ/m ²)	Código de la sección	Compactación (%)	J _c (kJ/m ²)	
Existente	2	I10EW	94,3	0,39	I10EG	94,9	0,64	
		I10EB	95,5	0,88				
		I10VW	95,6	0,93	I10VT	95,6	0,93	
		964W	94,3	0,30	964BK	93,9	0,37	
		964B	93,5	0,43				
	1	171H1	95,7	0,52	171-1	95,7	0,52	
		171W1	96,2	0,73	171-2	96,2	0,73	
		171W2	94,9	0,60	171-3	94,9	0,60	
		3121H1	95,2	0,66	3121-1	95,2	0,66	
		3121W1	94,8	0,91	3121-2	94,8	0,91	
		3121W2	96,1	0,60	3121-3	96,1	0,60	
		116H1	95,7	0,71	116-1	95,9	0,54	
		116H2	96,0	0,37				
		116W1	93,6	0,75	116-2	93,9	0,66	
		116W2	94,2	0,57				
	Nuevo	1	10W	94,7	0,52	10SH	95,2	0,57
			10B	95,7	0,61			
			3235W	96,2	0,61	3235LF	95,7	0,69
			3235B	95,1	0,77			
90W			93,6	0,28	90IB	94,5	0,30	
90B			95,3	0,31				

Fuente: (LADOTD,2016)

En la Figura 19 se expone el gráfico de dispersión entre los resultados del ensayo SCB y el RCI para las 10 secciones de pavimentos con la información disponible, se aprecia que el coeficiente R² tomó un valor de 0,73 lo que significa que un 73 % de la variabilidad del RCI se puede explicar a través del desempeño de las secciones ante la fractura. Lo anterior es un análisis preliminar ya que no se puede ignorar la influencia de los demás factores en la vida de servicio

de un pavimento; es por ello que además de esta sencilla representación matemática el equipo investigador realizó y calibró un modelo de regresión lineal múltiple (RLM) y un análisis de covarianza (ANCOVA) para poder determinar con mayor precisión el peso real del parámetro J_c -integral en predecir el agrietamiento en campo de las mezclas asfálticas.

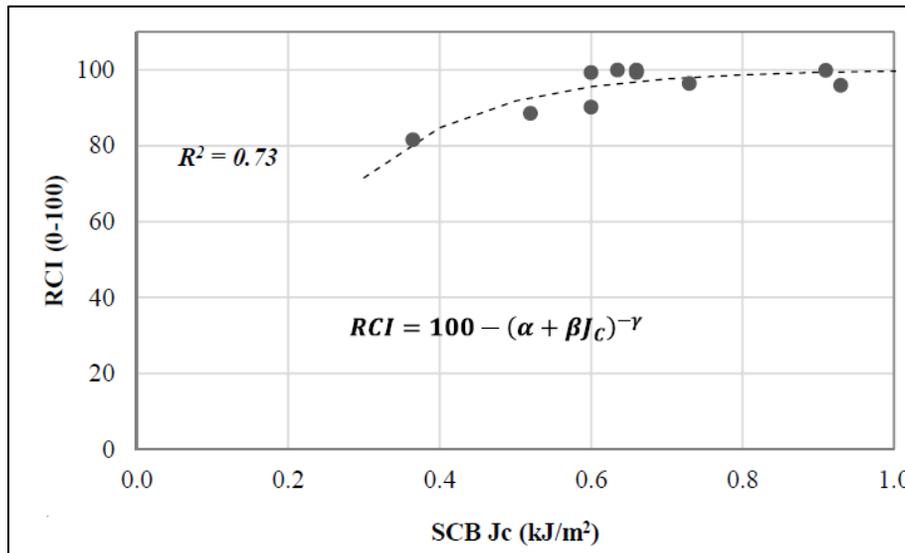


Figura 19. Correlación entre el RCI y el parámetro J_c -integral
Fuente: (LADOTD, 2016)

Los factores que se tomaron en cuenta para el modelo de RLM aparte del valor del parámetro J_c -integral fueron el contenido de asfalto, la carga pico unitaria durante el ensayo SCB (kN/mm), la pendiente de la curva granulométrica de los agregados de la mezcla (nCA), el espesor de capa de ligante asfáltico sobre el agregado (micrón) y los ESALs de diseño (millones). La técnica de eliminación hacia atrás y hacia adelante arrojó que para el modelo predictivo del RCI se tienen dos variables independientes con significancia estadística, estas son el contenido de asfalto y el parámetro J_c -integral.

El modelo resultante se observa en la ecuación 15, mientras que en la Figura 20 se aprecia el gráfico de dispersión que relaciona los resultados del RCI predichos por el modelo y los recopilados en campo para las secciones en estudio. El coeficiente R^2 tomó un valor de 0,60 el cual se sigue considerando adecuado para explicar la variabilidad del fenómeno.

$$RCI = 100,4 - 5,8 * (AC) + 34,9 * J_c \quad (15)$$

RCI: Índice de agrietamiento aleatorio

AC: Contenido de asfalto (%)

Jc: Parámetro obtenido del ensayo SCB (ASTM D8044-16) (kJ/m²)

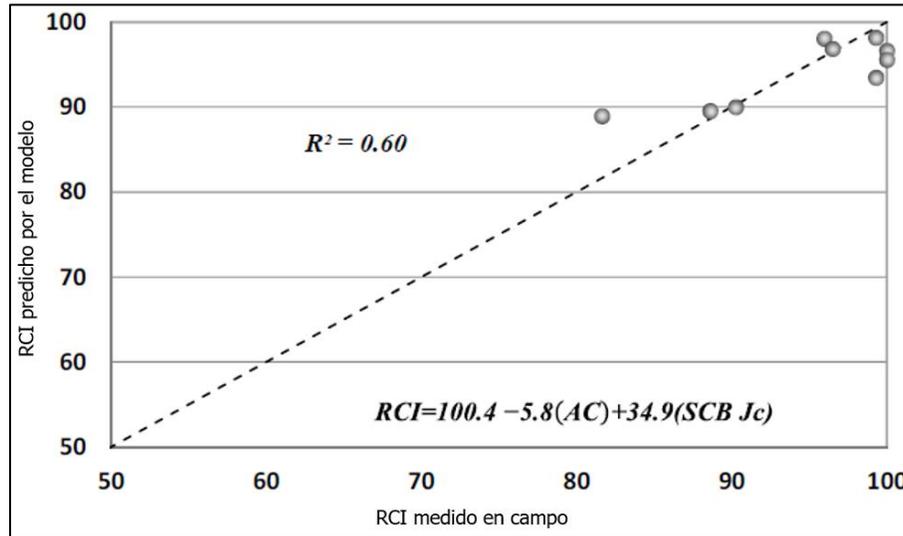


Figura 20. Correlación entre el RCI predicho y el RCI medido en campo

Fuente: (LADOTD, 2016)

El Departamento de Transportes Louisiana define como parte de sus especificaciones los valores límite de las pruebas de desempeño en campo los cuales determinan el tipo de mantenimiento que requiere el pavimento según su clasificación funcional. El Cuadro 8 muestra los dos valores empleados por los autores de la investigación de referencia.

Cuadro 8. Plan de mantenimiento de carreteras del LADOTD

Descripción del mantenimiento y tipo de vía	Valor del RCI
Sobrecapa de espesor intermedio en una carretera interestatal <ul style="list-style-type: none"> Remoción de 5,08 cm de espesor de la carpeta existente Colocación de sobrecapa con un espesor de 8,89 cm Área de intervención: (83,6 – 250,8) cm² 	Menor a 90
Sobrecapa de espesor intermedio en una carretera arterial <ul style="list-style-type: none"> Remoción de 5,08 cm de espesor de la carpeta existente Colocación de sobrecapa con un espesor de 8,89 cm Área de intervención: (83,6 – 250,8) cm² 	Menor a 80

Fuente: (LADOTD, 2016)

Para el desarrollo de las especificaciones, el departamento de transportes decidió emplear los valores mínimos de RCI de 90 y 80 para las mezclas asfálticas de nivel de tráfico 2 y 1 respectivamente. La metodología para la definición de cantidades mínimas del parámetro J_c -integral se muestra en la Figura 21 y consistió en realizar una gráfica con el valor del RCI en el eje Y y el parámetro J_c en el eje X. De esta manera, los límites del RCI se representaron mediante líneas horizontales y los requerimientos mínimos para el parámetro J_c se fijaron, a través de líneas verticales, como el valor de J_c más bajo entre las secciones que cumplieron con el RCI estipulado de acuerdo con su nivel de tráfico.

En la Figura 21, los límites de las secciones con nivel de tráfico 2 se representan con una línea negra continua y cada sección con un círculo relleno, se observa que para este caso el valor mínimo del parámetro J_c -integral es de 0,6 kJ/m². Por otro lado, para los límites de las secciones con nivel de tráfico 1 se representaron con una línea negra discontinua y cada sección con un círculo sin relleno, es así que para este caso el requerimiento mínimo del parámetro J_c -integral es de 0,5 kJ/m².

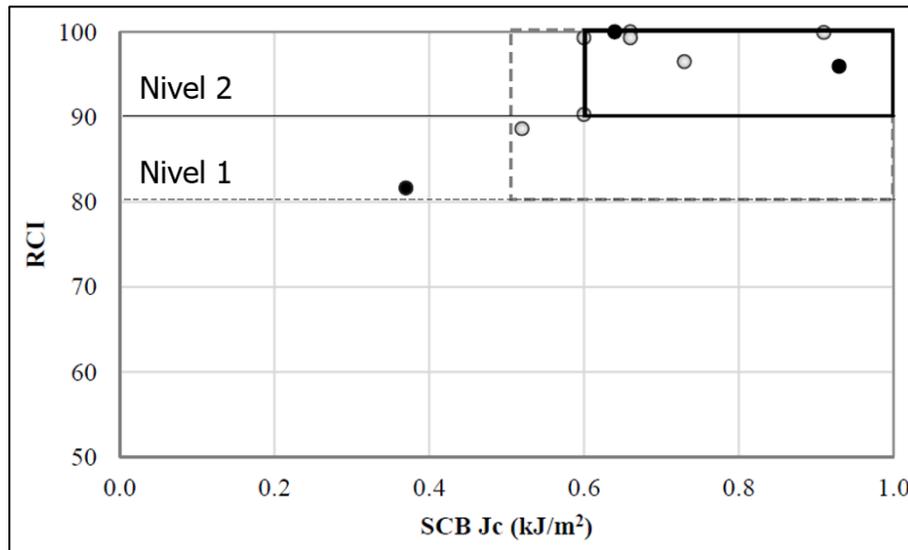


Figura 21. Valores para la especificación del parámetro J_c -integral del LADOTD

Fuente: (LADOTD, 2016)

En el Cuadro 9 se muestra la propuesta de especificación que realizaron los autores del estudio para el estado de Louisiana; cabe destacar de este planteamiento que los valores de la especificación corresponden al promedio de los resultados del ensayo SCB, según la frecuencia de muestreo definida por cada competencia. Ahora bien, con el fin de evitar que una variabilidad alta entre los resultados genere dificultades en la evaluación del desempeño de las

mezclas asfálticas es que no se aceptan valores individuales de J_c -integral menores a 0,30 kJ/m².

Cuadro 9. Especificación propuesta por el LADOTD para evaluar el agrietamiento en mezclas asfálticas

Ensayos basados en el desempeño	Nivel de tráfico 1	Nivel de tráfico 2
Promedio de resultados del ensayo SCB a temperatura intermedia (25 °C) J_c (kJ/m ²)	≥ 0,5	≥ 0,6
Resultado individual del ensayo SCB a temperatura intermedia para una muestra (25 °C) J_c (kJ/m ²)	≥ 0,3	≥ 0,3

Fuente: (LADOTD, 2016)

El Estado de Louisiana ya había realizado un primer acercamiento a las especificaciones basadas en el desempeño en el año 2013 con la modificación de pautas en el diseño de mezclas asfálticas, lo anterior como una actualización a su manual de especificaciones vigente desde 2006. Fue en 2014 que los investigadores Samuel B. Cooper III, Louay N. Mohammad, Sharear y William King Jr. en su publicación *Diseño de mezclas asfálticas balanceado a través de especificaciones modificadas* decidieron evaluar el efecto de la propuesta del LADOTD comparando con pruebas de desempeño, entre ellas el ensayo SCB, mezclas diseñadas bajo ambas especificaciones.

Los resultados arrojaron que cerca de un 50 % de las mezclas diseñadas con la normativa más reciente cumplieron con el mínimo definido para el parámetro J_c -integral (0,50 kJ/m²) en donde se destaca el buen desempeño de los concretos asfálticos que contenían ligantes de grado PG 70-22 y PG 76-22 modificados con polímeros de tipo elastómeros, de entre las mezclas con estos grados desempeño destacaron aquellas que no incorporaron asfalto reciclado. De la misma forma, un 50 % de las mezclas evaluadas cayeron dentro de la categoría de diseño balanceado ya que su fórmula de trabajo fue capaz de cumplir con los valores límites definidos para la deformación permanente y el agrietamiento.

De acuerdo con lo anterior, se destaca el potencial del ensayo SCB para evaluar el agrietamiento por fatiga por sus correlaciones altas con los desempeños medidos en campo y también por generar valores de especificaciones para el parámetro J_c -integral no menores a 0,50 kJ/m²; esto porque dicho valor es congruente con los resultados de las investigaciones realizadas por Mull, Stuart y Yehia (2002) y Mohammad, Wu y Aglan (2004) citados por Samuel Cooper, Louay Mohammad y Sharear Kabir (2014, p.93) en los que indicaron que cifras de

J_c -integral de entre (0,50 – 0,65) kJ/m² evidencian mezclas con buena resistencia a la fractura. Además; otras investigaciones que también validan los límites establecidos para el caso de Louisiana fueron las realizadas por Cooper, Mohammad y Elseifi (2015), Cooper, Negulescu, Balamurugan, Mohammad y Daly (2015 y 2016), citados por Andrew Braham y Shane Underwood (2016, p.52) en donde se encontró que los contenidos altos de asfaltenos en el ligante, se pudieron asociar a mezclas rígidas y de pobre desempeño ante la fractura, se presentándose en materiales cuyo valor de J_c -integral fue menor a 0,50 kJ/m².

3.6.3 Casos de Oklahoma y Utah

En el año 2016, el Departamento de Transportes de Oklahoma (OkDOT) realizó una investigación cuyo objetivo fue evaluar distintos ensayos de fatiga y fractura para recomendar el más adecuado e implementarlo en sus próximas especificaciones. El trabajo fue llevado a cabo por Manik Barman, Amir Arshadi, Rouzbeh Ghabchi, Dharamveer Singh, Musharraf Zaman y Sesh Commuri; la prueba fue ejecutada empleando un procedimiento similar al de la norma ASTM D8044-16, cabe destacar que tanto el equipo utilizado (AMPT) y el programa para el análisis de los resultados son los que se encuentran disponibles en el LanammeUCR.

Los especímenes fueron elaborados en laboratorio, además entre los otros ensayos incluidos en el estudio se realizó el AASHTO T 321 “Ensayo para determinar la vida a fatiga de la mezcla asfáltica compactada sometidas a flexión repetida”. El análisis de covarianza arrojó valores de entre el (2 – 37) % para el ensayo SCB mientras que para el AASHTO T 321 se encontraron covarianzas mayores al 30 % en todos los casos. Aparte de la variabilidad, otras características a tomar en cuenta para la evaluación de los ensayos fueron la repetibilidad, tiempo consumido para la preparación y realización, nivel de capacitación del personal requerido para la ejecución, generación y análisis de resultados.

El ensayo SCB demostró ser el más conveniente para evaluar el agrietamiento en mezclas asfálticas y a su vez la fatiga, debido a su capacidad para optimizar recursos; es por ello que los autores recomendaron el uso del parámetro J_c -integral recalando la importancia de definir los límites de la especificación tomando en cuenta el diseño volumétrico de las mezclas asfálticas, el desempeño de estas y los factores climáticos y de cargas.

Por otra parte, los investigadores Kevin VanFrank, Mike VanMilligen y Timothy Biel, basados en la implementación del ensayo SCB por parte del Departamento de Transportes de Louisiana, realizaron en 2017 una investigación para el estado de Utah con el objetivo de encontrar un

ensayo que permitiese evaluar el desempeño de las mezclas asfálticas ante el agrietamiento ya que las últimas mezclas diseñadas bajo la premisa de evitar la deformación permanente. se habían vuelto más susceptibles al desarrollo de grietas y daño por humedad. En las mezclas empleadas solo se evaluó el contenido de asfalto como propiedad determinante del desempeño y concluyeron que era necesaria una investigación más extensa para generar especificaciones viables para el estado.

4 CAPÍTULO 4. RESULTADOS DEL ENSAYO SCB EN MEZCLAS ENSAYADAS POR EL LANAMMEUCR

En este capítulo se establecerá una base de datos con los resultados del parámetro J_c -integral, obtenidos a través de la ejecución del ensayo SCB, a mezclas asfálticas de diversos proyectos de obra nueva y conservación vial sujetos a la fiscalización de la Unidad de Auditoría Técnica (UAT) del LanammeUCR, y también a materiales de planes de investigación propios de la institución. Lo anterior se hizo mediante una recopilación de los informes emitidos por el Laboratorio de Mezclas Asfálticas (LMA) en donde también se presentan los resultados para el ensayo AASTHO T 321 (ciclos de fatiga mediante las vigas) y de las pruebas de caracterización. Aunado a esto, se realizó también una descripción gráfica para analizar la influencia de las características volumétricas en el comportamiento del parámetro J_c -integral para las muestras analizadas y su concordancia con la teoría expuesta en secciones anteriores.

4.1 Información general y de muestreo de los proyectos en análisis

El Cuadro 10 presenta la información relevante que se encontró disponible para identificar los orígenes de las mezclas asfálticas estudiadas en este apartado, para referenciar los proyectos a lo largo del informe se empleará el *número de muestra asignado por el laboratorio*, por lo que se pondrá en la fila izquierda de cada cuadro en donde sea requerido. En el Cuadro 11 se muestran los datos recopilados durante el muestreo de las mezclas asfálticas.

Cuadro 10. Información general de los proyectos de auditoría e investigación

No. de informe de laboratorio	Muestra asignada por el laboratorio	Informe del diseño de mezcla	Proyecto vial o de investigación	Detalle	Desempeño esperado de acuerdo con el CR-2010
I-0238-20	2312-19	ITP-337-19	Paso a desnivel Garantías Sociales	Ruta Nacional 39	Mezcla Tipo D
I-0164-20	2194-19	ITP-676-19	Ruta 21 Jicaral	-	Mezcla Tipo B
I-0169-20	2199-19	01-0993-2019 LGC	Cambronero	Ruta Nacional 1	Mezcla Tipo B
I-0231-20	2225-19	ITP-598-19	Avenida 8 San José	-	Mezcla Tipo B
I-0246-20	0050-20	ITP-337-19	Paso a desnivel Garantías Sociales	Ruta Nacional 39	Mezcla Tipo D
I-0393-20	0040-20	ITP-1019-19	Sifón-La Abundancia	Ruta Nacional 35 Zona 6-2	-
I-0740-2020	0448-20	ITP-107-20	Villareal-Huacas	Ruta Nacional 155 Zona 2-3	Mezcla Tipo B
I-0746-2020	0454-20	01-0095-2020 LGC	Cambronero	Ruta Nacional 1	Mezcla Tipo B
I-0753-2020	0508-20	OJM 40.013.2020	Quijongo	Ruta Nacional 228 Zona 1-7	Mezcla Tipo B
I-0609-2020	1962-19	Mezcla de control	Pavicen	Diseño, construcción y evaluación del desempeño de mezcla modificada	Mezcla Tipo B
	1963-19	Mezcla con 1 % PET			
	1964-19	Mezcla con 1 % PEAD			

No. de informe de laboratorio	Muestra asignada por el laboratorio	Informe del diseño de mezcla	Proyecto vial o de investigación	Detalle	Desempeño esperado de acuerdo con el CR-2010
				con material de desecho	
I-0757-2020	0973-20	-	-	Desempeño de mezclas asfálticas con contenidos de asfalto sobre el 6 %	-
	0975-20				
	0977-20				
TFG Melissa Mora Valverde	Mezcla Tipo 1	-	Constructora Herrera	Conservación Vial San Carlos	-
	Mezcla Tipo 2	-	Constructora MECO	Conservación Vial La Uruca	-
	Mezcla Tipo 3	-	Constructora MECO	Conservación Vial La Uruca	-

Cuadro 11. Información de muestreo para los proyectos de auditoría e investigación

Muestra	Fecha de muestreo	Temperatura de la mezcla (°C)	Temperatura de compactación (°C)	Temperatura ambiente (°C)	Humedad relativa (%)
2312-19	18/11/2019	164,5	162	22,6	73
2194-19	23/10/2019	158,6	143 - 148	23,0	48
2199-19	23/10/2019	166,4	143 - 148	25,0	48
2225-19	30/10/2019	163,0	143 - 148	20,0	N/I
0050-20	15/1/2021	-	151 – 157	19,8	64
0040-20	15/1/2020	164,2	144 – 149	23,0	91
0448-20	28/5/2020	160,9	141 – 147	30,0	72
0454-20	29/5/2020	168,0	144 – 147	28,0	81
0508-20	11/6/2020	158,3	144 - 149	24,0	84
1962-19	20/9/2019	-	144 – 149	-	-
1963-19	20/9/2019	-	144 – 149	-	-
1964-19	20/9/2019	-	144 - 149	-	-
0973-20	25/9/2020	-	-	-	-
0975-20					
0977-20					
Mezcla Tipo 1	-	-	-	-	-
Mezcla Tipo 2	-	-	-	-	-
Mezcla Tipo 3	-	-	-	-	-

4.2 Caracterización volumétrica y de diseño de los proyectos en análisis

En el Cuadro 12 se muestra la información relativa al tamaño máximo nominal, metodología de diseño, presencia de polímero, su detalle y el grado de desempeño (PG) esperado para el ligante asfáltico. Posteriormente, en el Cuadro 13 se exponen los parámetros de formulación volumétrica de los diseños y de manera complementaria, en el Cuadro 14 se aprecia la granulometría del agregado extraído en las distintas mezclas asfálticas en estudio.

Cuadro 12. Información de diseño para los proyectos de auditoría e investigación

Muestra	Tamaño máximo nominal del agregado (mm)	Metodología de diseño	Presencia de polímero	Detalle del polímero	Grado equivalente del ligante (PG)
2312-19	12,5	Superpave	Sí	Elvaloy Ret (1,0 %) + Ácido Polifosfórico PPA (0,2 %)	PG 76-22
2194-19	12,5	Marshall	No	-	PG 70-22
2199-19	12,5	Marshall	No	-	PG 70-22
2225-19	12,5	Marshall	No	-	PG 70-22
0050-20	12,5	Superpave	Sí	Elvaloy Ret (1,0 %) + Ácido Polifosfórico PPA (0,2 %)	PG 76-22
0040-20	19,0	Marshall	Sí	No indica	-
0448-20	12,5	Marshall	No	-	PG 70-22
0454-20	19,0	Marshall	No	-	PG 70-22
0508-20	19,0	Marshall	No	-	PG 70-22
1962-19	12,5	Marshall	No	-	PG 70-22
1963-19	12,5	Marshall	Sí	Tereftalato de polietileno (Plástico de envases) PET (1 %)	-
1964-19	12,5	Marshall	Sí	Polietileno de alta densidad (Plástico de envases) PEAD (1 %)	-
0973-20	12,5	Otro	No	-	PG 70-22
0975-20					

Muestra	Tamaño máximo nominal del agregado (mm)	Metodología de diseño	Presencia de polímero	Detalle del polímero	Grado equivalente del ligante (PG)
0977-20					
Mezcla Tipo 1	12,5	Superpave	No	-	PG 70-22
Mezcla Tipo 2	12,5	Superpave	No	-	PG 70-22
Mezcla Tipo 3	19,0	Superpave	Sí	No indica	-

Cuadro 13. Parámetros de formulación volumétrica de los proyectos de auditoría e investigación

Muestra	Contenido de asfalto (%)	Vacíos de aire (%)	VMA (%)	VFA (%)	Relación Polvo Asfalto (%)	Estabilidad Marshall (kg)	Flujo Marshall (1/100 cm)	Gravedad Específica Máxima Teórica	GBS Agregados
2312-19	5,58	4,2	15,0	72,0	1,1	-	-	2,468	2,625
2194-19	6,40	2,7	16,0	83,0	1,2	2040	31	2,444	2,642
2199-19	4,92	4,9	14,0	65,0	1,3	2537	28	2,491	2,618
2225-19	5,52	2,3	14,0	84,0	1,0	2164	30	2,441	2,615
0050-20	5,86	3,9	15,0	73,0	1,2	-	-	2,475	2,625
0040-20	5,52	3,3	14,0	75,0	1,4	2461	29	2,503	2,644
0448-20	5,31	4,4	14,1	69,0	1,3	2042	29	2,467	2,600
0454-20	4,94	4,2	12,4	66,0	1,6	2070	28	2,478	2,565
0508-20	5,60	3,0	14,4	79,0	1,2	2077	28	2,476	2,648
1962-19	6,10	4,1	15,0	73,0	1,0	1768	33	2,487	2,583
1963-19	6,10	4,1	15,0	73,0	1,0	1768	33	2,451	2,583
1964-19	6,10	4,1	15,0	73,0	1,0	1768	33	2,472	2,583

Muestra	Contenido de asfalto (%)	Vacíos de aire (%)	VMA (%)	VFA (%)	Relación Polvo Asfalto (%)	Estabilidad Marshall (kg)	Flujo Marshall (1/100 cm)	Gravedad Específica Máxima Teórica	GBS Agregados
0973-20	5,97	4,1	13,0	68,5	1,686	-	-	2,475	2,566
0975-20									
0977-20									
Mezcla Tipo 1	6,20	6,5	-	-	-	-	-	2,471	-
Mezcla Tipo 2	5,97	7,0	-	-	-	-	-	2,481	-
Mezcla Tipo 3	5,98	6,6	-	-	-	-	-	2,478	-

Cuadro 14. Granulometría del agregado extraído para los proyectos de auditoría e investigación

Muestra	Porcentaje pasando en cada tamiz									
	25,4 mm (N°1)	19,1 mm (N°3/4)	12,5 mm (N°1/2)	9,5 mm (N°3/8)	4,75 mm (N°4)	2,36 mm (N°8)	1,16 mm (N°16)	0,6 mm (N°30)	0,3 mm (N°50)	0,075 mm (N°200)
2312-19	100	100	92	81	51	33	22	16	11	5,2
2194-19	100	100	95	85	60	39	24	16	12	7,0
2199-19	100	95	79	66	44	30	21	15	11	5,1
2225-19	100	100	92	81	51	33	22	15	11	5,1
0050-20	100	100	92	82	53	34	22	15	11	5,4
0040-20	100	100	85	72	44	29	20	15	12	5,9

Muestra	Porcentaje pasando en cada tamiz									
	25,4 mm (N°1)	19,1 mm (N°3/4)	12,5 mm (N°1/2)	9,5 mm (N°3/8)	4,75 mm (N°4)	2,36 mm (N°8)	1,16 mm (N°16)	0,6 mm (N°30)	0,3 mm (N°50)	0,075 mm (N°200)
0448-20	100	100	90	73	43	28	20	15	11	5,7
0454-20	100	96	79	67	44	29	20	15	11	5,8
0508-20	100	96	75	60	39	27	19	15	11	6,0
1962-19	100	100	95	83	54	35	22	15	12	5,5
1963-19	100	100	95	83	54	35	22	15	12	5,5
1964-19	100	100	95	83	54	35	22	15	12	5,5
0973-20	100	100	95	75	55	35	23	16	11	6,5
0975-20										
0977-20										
Mezcla Tipo 1	100	100	95,03	80,57	54,06	35,27	23,93	17,63	12,78	6,323
Mezcla Tipo 2	100	100	93,67	83,65	52,66	35,01	23,72	17,46	12,68	6,341
Mezcla Tipo 3	100	100	90,13	79,18	54,70	36,24	24,45	17,77	12,68	5,991

4.3 Resultados de los ensayos de desempeño para los proyectos en análisis

En el Cuadro 15 se muestran los resultados del ensayo SCB (ASTM D8044-16) y el ensayo a flexotracción AASHTO T 321 para los procesos de auditoría e investigación.

Cuadro 15. Resultados de los ensayos de desempeño para los proyectos de auditoría e investigación

Muestra	Ensayo SCB (ASTM D8044-16)	Ensayo de vigas a fatiga (AASHTO T 321)	
	Tasa crítica de liberación de energía elasto-plástica	Promedio de ciclos hasta la falla	
	J _c -Integral (kJ/m ²)	Deformación 400 µε	Deformación 600 µε
2312-19	0,370	70 145	7 348
2194-19	0,708	154 428	17 240
2199-19	0,494	76 478	9 018
2225-19	0,419	57 908	9 195
0050-20	0,696	145 780	10 743
0040-20	0,722	240 333	30 667
0448-2020	0,577	176 123	14 573
0454-20	0,309	111 078	7 770
0508-2020	0,464	62 753	6 838
1962-19	0,389	-	-
1963-19	0,413	-	-
1964-19	0,523	-	-
0973-2020	0,519	304 420	31 093
0975-2020			
0977-2020			
Mezcla Tipo 1	0,597	167 997	22 904
Mezcla Tipo 2	0,399	279 695	28 997
Mezcla Tipo 3	0,453	852 777	42 466

En las siguientes figuras se muestra de manera gráfica el comportamiento del parámetro J_c-integral en función de las características volumétricas de las mezclas asfálticas en estudio. Las muestras se analizaron por separado según su TMN y el uso de asfalto convencional o modificado con polímero, la metodología de diseño fue la única variable cuyo efecto se graficó

por aparte. Cabe aclarar que no en todos los análisis estuvieron presentes la totalidad de las muestras analizadas pues para cada propiedad se incluían aquellas cuyo resultado se encontró disponible.

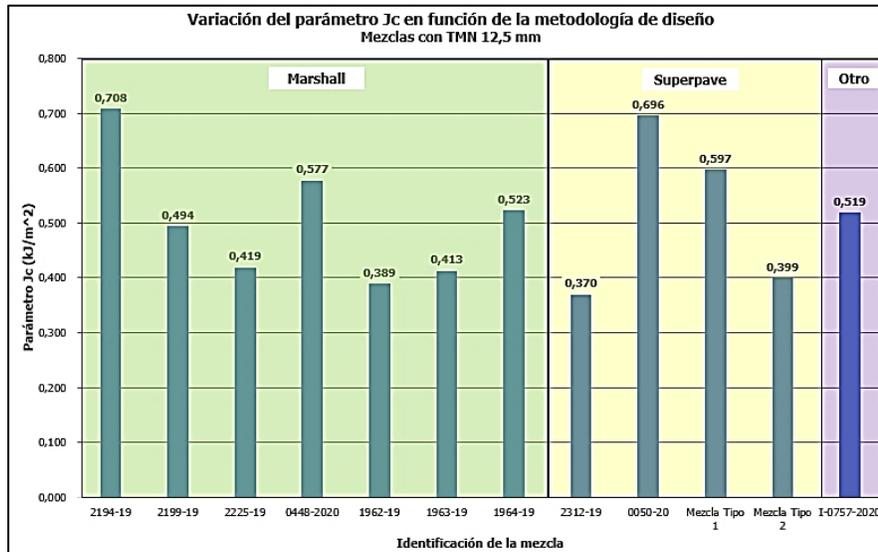


Figura 22. Variación del parámetro Jc-integral en mezclas de TMN 12,5 mm según la metodología de diseño

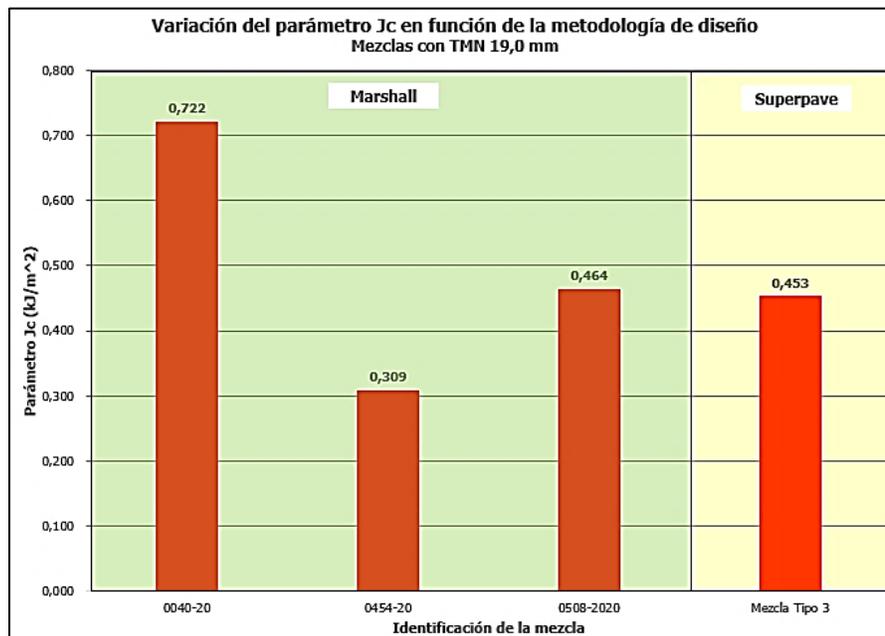


Figura 23. Variación del parámetro Jc-integral en mezclas de TMN 19,0 mm según la metodología de diseño

Para mezclas de 12,5 mm, se observa en la Figura 22 que el parámetro J_C -integral tomó valores similares tanto para la metodología Marshall como la Superpave mostrando una ligera baja en la formulación clasificada como *Otro*; a su vez, en la Figura 23 para materiales de 19,0 mm es notorio el incremento del parámetro J_C -integral que se adquirió en una de las mezclas de la metodología Marshall en comparación a la muestra Superpave. De acuerdo con lo expuesto por Acosta et al. (2018), la metodología Superpave, al tomar en cuenta las condiciones climatológicas y de carga para el desempeño del asfalto, tiende a producir diseños con contenidos de asfalto más bajos, por ende, es de esperar que al solo tomar en cuenta dicha propiedad genere valores de J_C -integral más bajos en relación con el método Marshall.

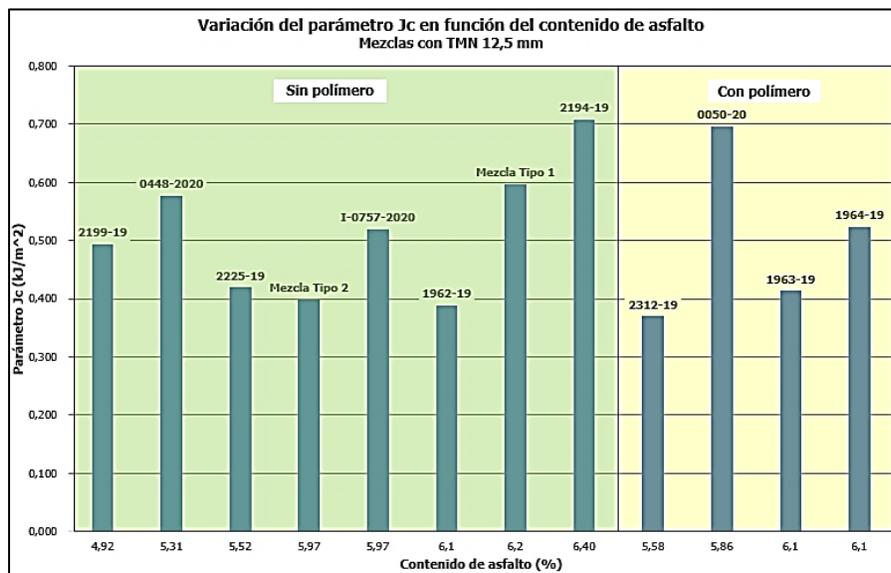


Figura 24. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según el contenido de asfalto

Se aprecia en la Figura 24 que para las mezclas de 12,5 mm sin polímero la tendencia del parámetro J_C -integral es, en general, creciente conforme se aumenta el contenido de asfalto, lo anterior coincide con múltiples de los autores del capítulo anterior quienes también notaron este comportamiento en sus mezclas al proveer el asfalto una mayor resistencia al agrietamiento. Por otra parte, se aprecia en las mezclas con polímero un comportamiento disímil en donde el aumento del asfalto no incrementó el valor del J_C -integral; una causa posible de esto es que el polímero empleado en la mezcla 0050-20, el Elvaloy RET, es de tipo plastómero, es decir, aumenta la rigidez del asfalto para mejorar su desempeño ante la deformación, al adicionarle el PPA se pretende atenuar este efecto (Rodríguez, 2018) pero para

este caso puede que su dosis no haya sido suficiente como para proporcionarle un comportamiento más dúctil al ligante y elevar el valor del parámetro J_C -integral. El desempeño general, tanto para los asfaltos convencionales como los modificados, es similar.

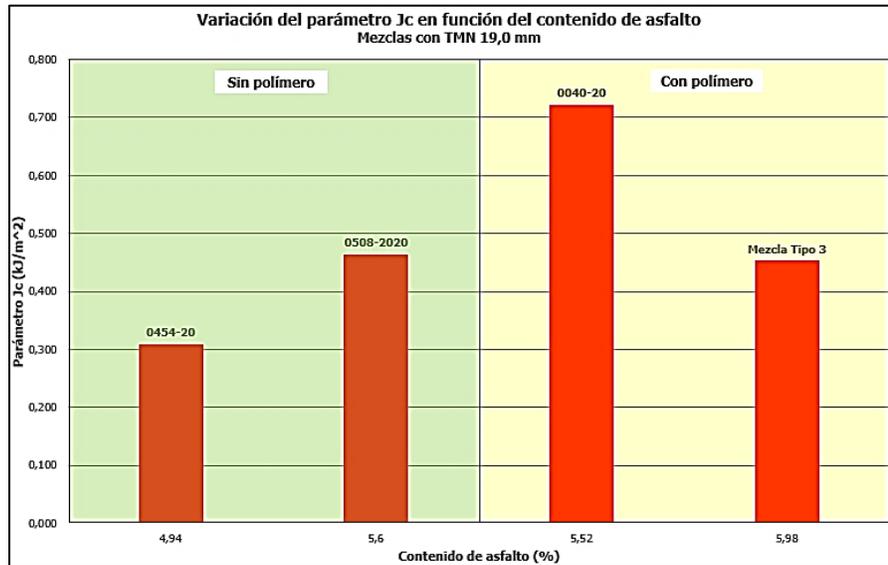


Figura 25. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según el contenido de asfalto

Por el contrario, en la Figura 25 se muestra para las muestras de 19,0 mm el incremento positivo del parámetro J_C -integral conforme se aumenta el contenido de asfalto para las mezclas sin polímero, pero el efecto es opuesto para las que poseen aditivo, aun así, el cuadro general revela un J_C -integral mayor para las mezclas modificadas lo que indica mejoras en el desempeño de los materiales. Sin embargo, la información del polímero empleado para este caso no estaba disponible por lo que no se puede explicar con certeza porqué el parámetro decrece en vez de aumentar con el contenido de asfalto.

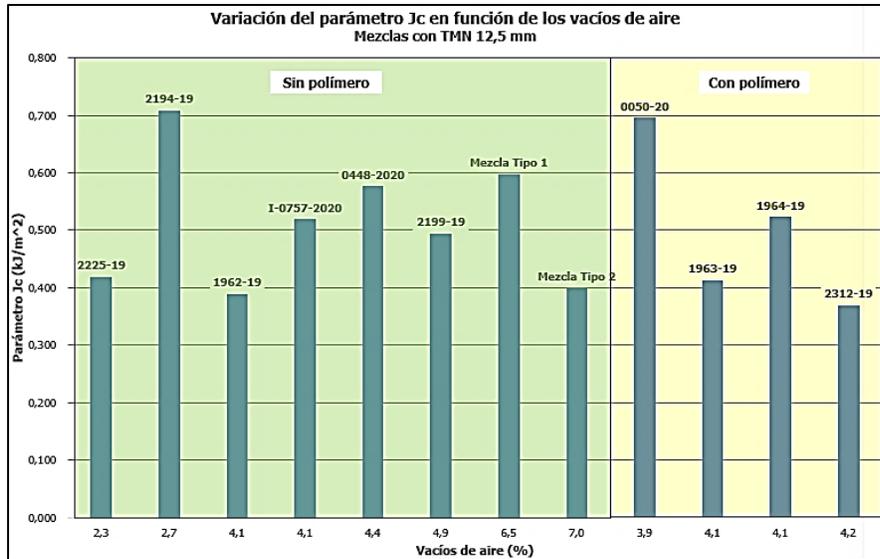


Figura 26. Variación del parámetro J_c -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según el contenido de aire

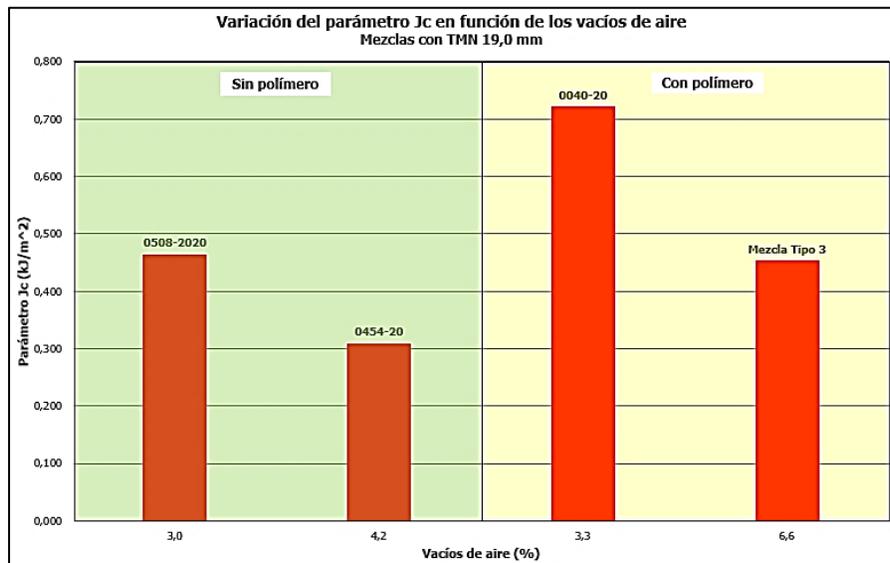


Figura 27. Variación del parámetro J_c -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según el contenido de aire

Se observa en la Figura 26 que en cuanto al contenido de aire para mezclas de 12,5 mm hay una tendencia del parámetro J_c -integral en ir a la baja conforme se aumenta dicha propiedad, este comportamiento es más marcado en las muestras con polímero. Lo anterior coincide con las investigaciones internacionales que apuntan a que mezclas con mayor contenido de aire si bien son menos rígidas disminuyen la resistencia al agrietamiento. Del mismo modo, las mezclas de 19,0 mm, tanto en su modalidad convencional como modificada muestran un comportamiento acorde a esto en la Figura 27. La mayoría de las mezclas se mantienen dentro

de los límites estipulados por el *CR-2010* para esta propiedad según su metodología de diseño y desempeño esperado.

En las figuras subsecuentes solo se contó con una muestra para la mezcla modificada de 19,0 mm por lo que se aclara que las tendencias observadas y discutidas en las siguientes propiedades volumétricas no incluyen a la muestra *0040-20*.

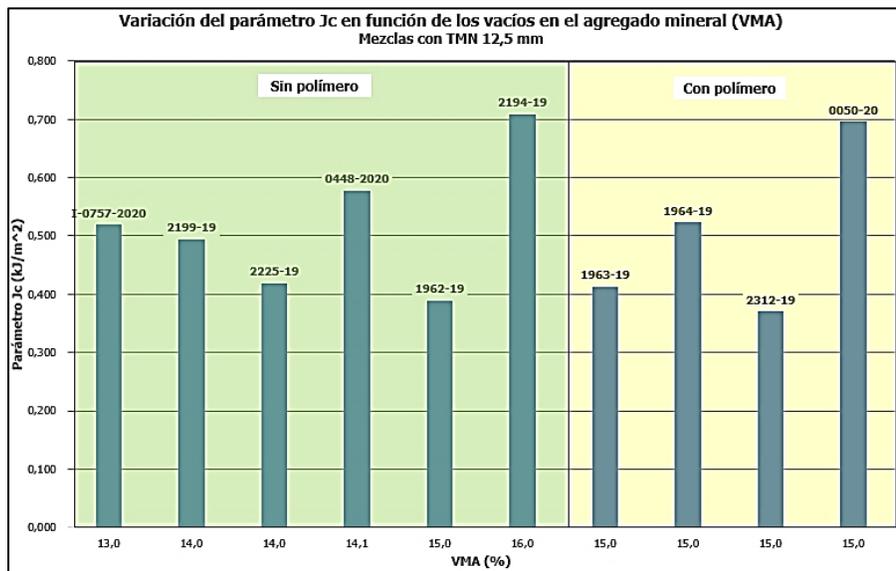


Figura 28. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según los VMA

Se observa tanto en la Figura 28 como en la Figura 29 que las tendencias generales del parámetro J_C -integral es aumentar conforme las mezclas incrementan su valor de VMA, lo que quiere decir que cuando esta propiedad volumétrica se aleja de los mínimos establecidos en el *CR-2010* (13 ó 14) % según la metodología de diseño y el TMN, se alcanzan mejores desempeños en cuanto a la resistencia a la fractura se refiere.

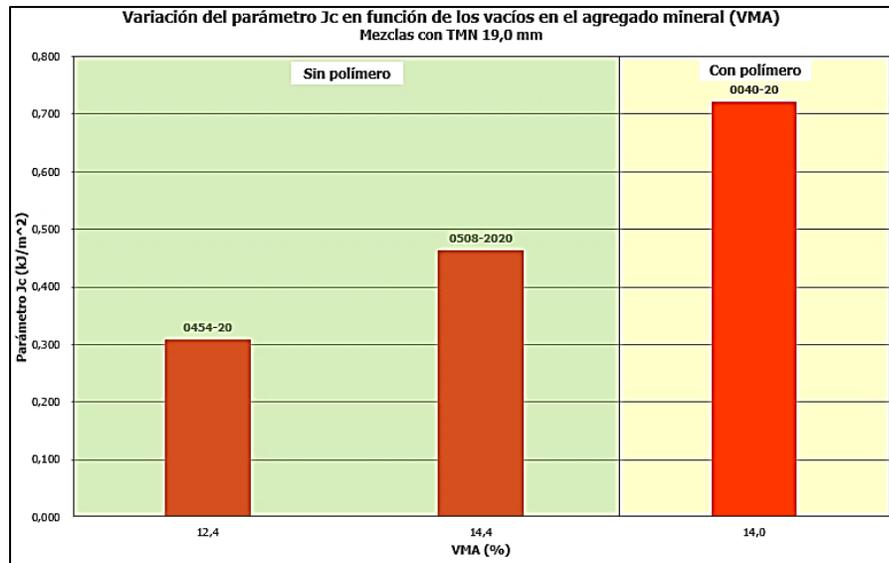


Figura 29. Variación del parámetro Jc-integral en mezclas de TMN 19,0 mm según los VMA

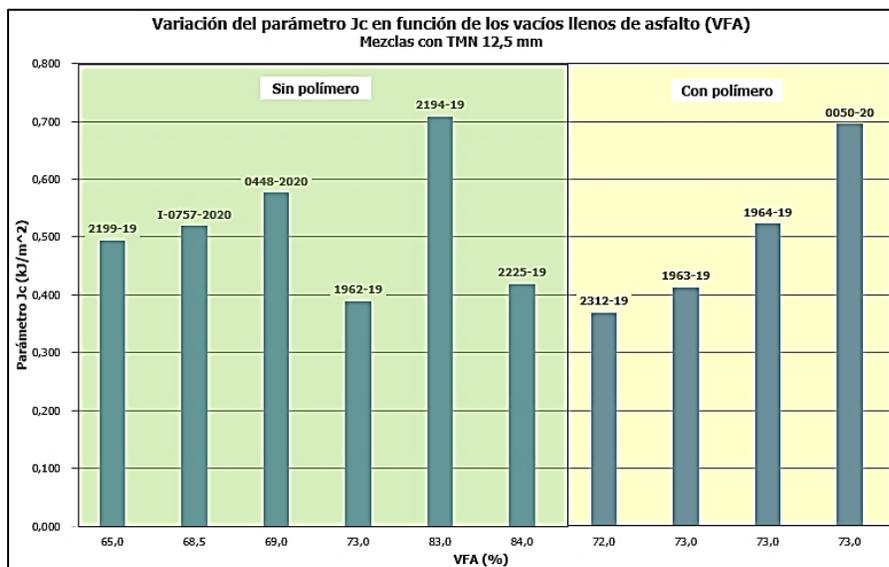


Figura 30. Variación del parámetro Jc-integral en mezclas de TMN 12,5 mm según los VFA

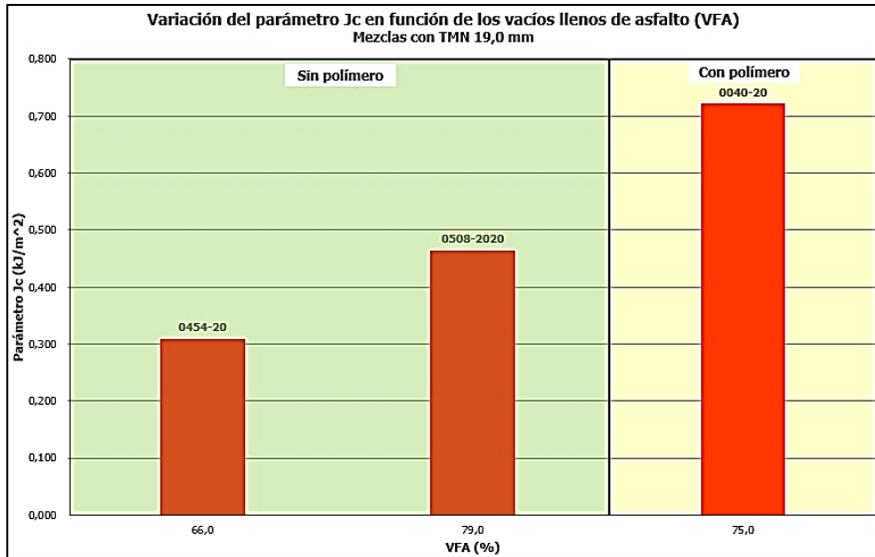


Figura 31. Variación del parámetro J_C-integral en mezclas de TMN 19,0 mm según los VFA

De forma similar a la propiedad anterior de los VMA, se observa en la Figura 30 y Figura 31 que conforme se incrementan los VFA el parámetro J_C-integral tiende a mostrar valores más altos, casi todas las muestras se mantuvieron dentro de los límites establecidos por el *CR-2010* (65 – 75) % según la metodología de diseño y el tránsito esperado. Además, al estar dicha característica asociada al contenido de asfalto, por lo que es de esperar que al incrementar el asfalto también mejore el desempeño ante la fractura.

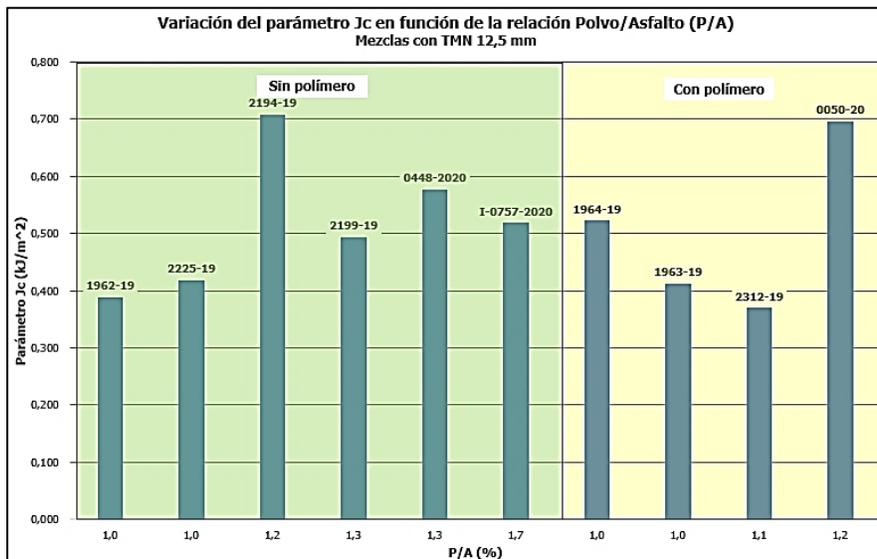


Figura 32. Variación del parámetro J_C-integral en mezclas de TMN 12,5 mm según la relación P/A

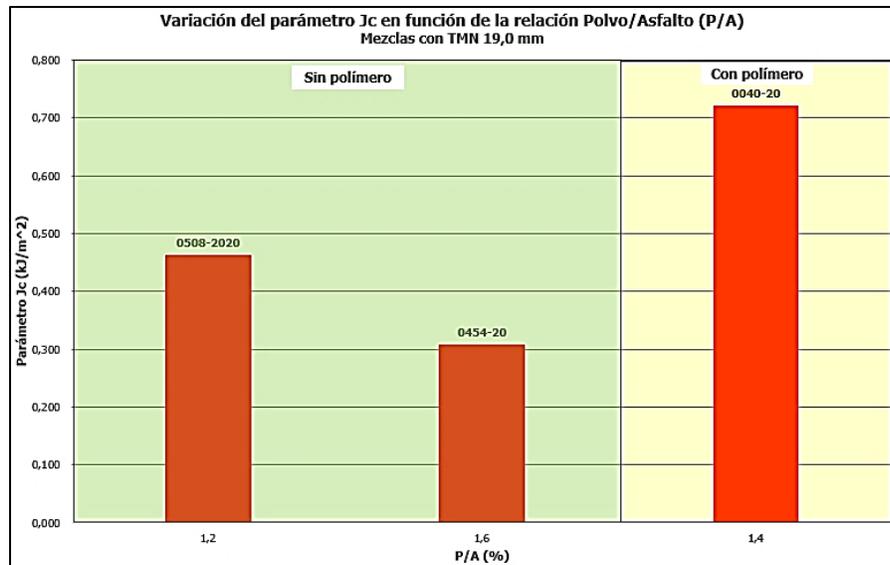


Figura 33. Variación del parámetro J_c -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según la relación P/A

En la Figura 32 se aprecia que para mezclas de 12,5 mm existe una ligera tendencia a la baja del parámetro J_c -integral; mientras la relación polvo asfalto se incrementa, esto es similar tanto en mezclas convencionales como modificadas. Ahora bien, esta misma tendencia sí es más notoria en la Figura 33 para mezclas de 19,0 mm por lo que la propiedad volumétrica en cuestión también podría influir considerablemente en el desempeño ante la fractura. Al igual que en otros parámetros, la relación polvo asfalto se mantiene en todas las muestras analizadas dentro de los límites definidos por el *CR-2010* (1,3 – 1,6) % según la metodología de diseño y el desempeño esperado.

Se observa en la Figura 34 que para mezclas de 12,5 mm el parámetro J_c -integral disminuye conforme se incrementa la estabilidad Marshall, esto para los proyectos con metodología de diseño Marshall y sin polímero, pues se observa el comportamiento contrario en el caso de mezclas modificadas. Del mismo modo, en la Figura 35, se invierte la variación del J_c -integral en los asfaltos convencionales por lo que no se puede apreciar una influencia marcada de dicha propiedad sobre el desempeño a la fractura, esto a pesar de que todas las muestras superan el mínimo establecido de 800 kg en el *CR-2010*. Al ser la estabilidad Marshall un parámetro empírico, el hecho de que no se marque una tendencia en los datos es de esperar.

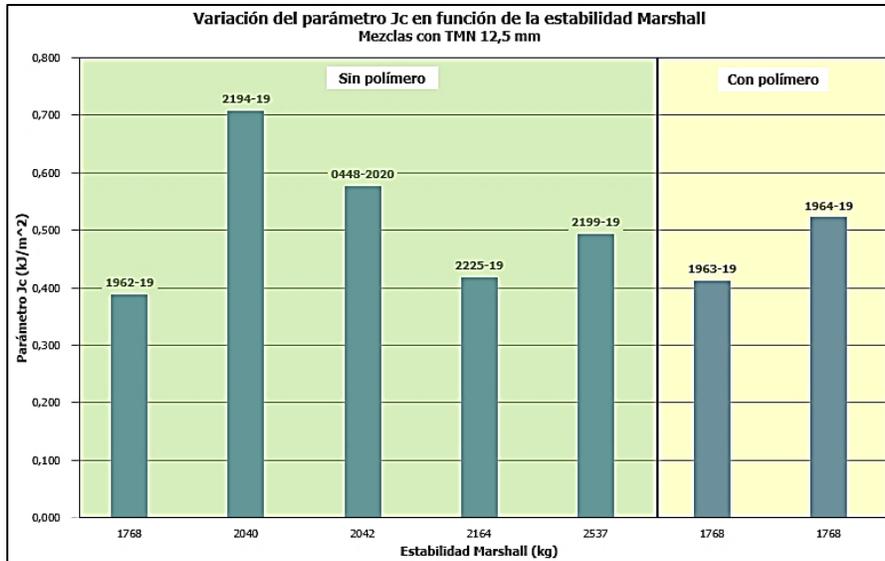


Figura 34. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 12,5 mm según la estabilidad Marshall

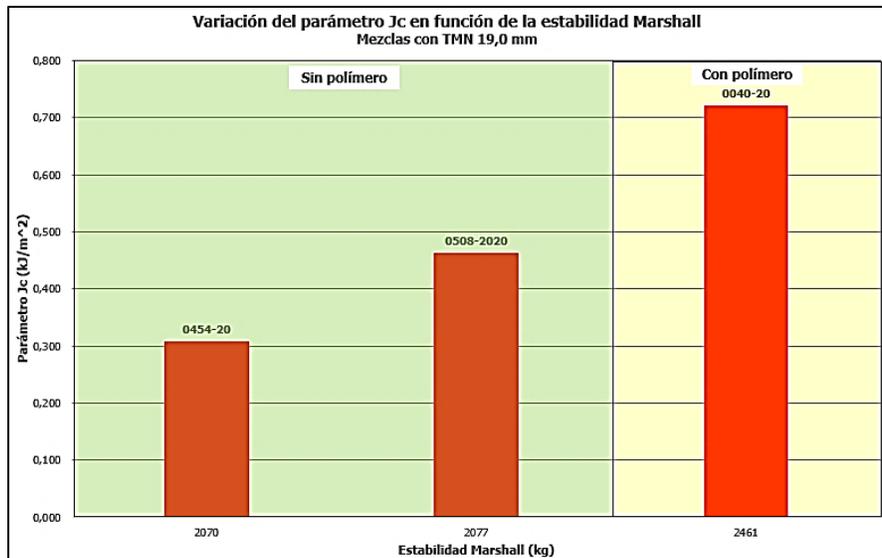


Figura 35. Variación del parámetro J_C -integral en mezclas de TMN 19,0 mm según la estabilidad Marshall

Se observa en la Figura 36 y Figura 37 que la propiedad del flujo Marshall tiende a generar valores más altos de J_C -integral conforme aumenta en las mezclas por lo que sí se podría hablar de una influencia sobre el parámetro, esto a pesar de su origen empírico, todas las muestras se mantienen dentro de los límites impuestos por el *CR-2010* de (20-35) 1/100 cm.

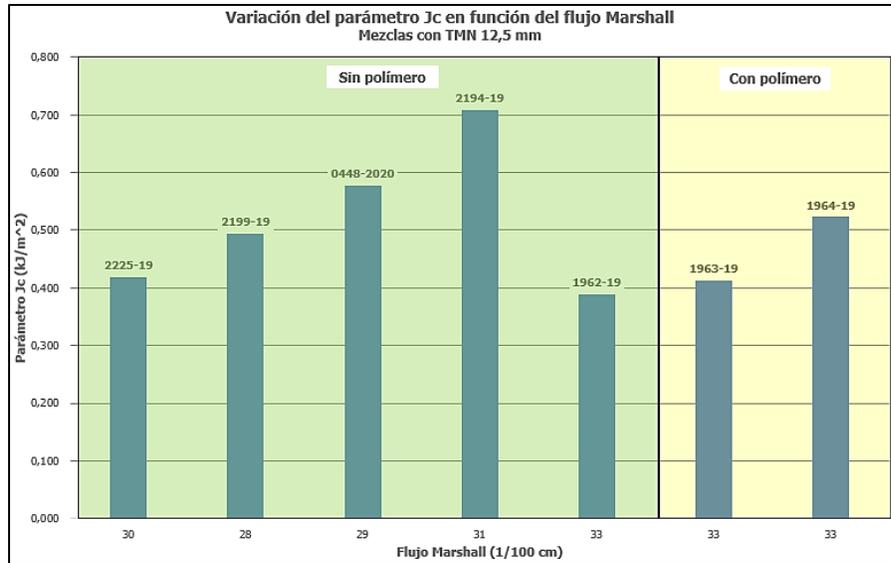


Figura 36. Variación del parámetro Jc-integral en mezclas de TMN 12,5 mm según el flujo Marshall

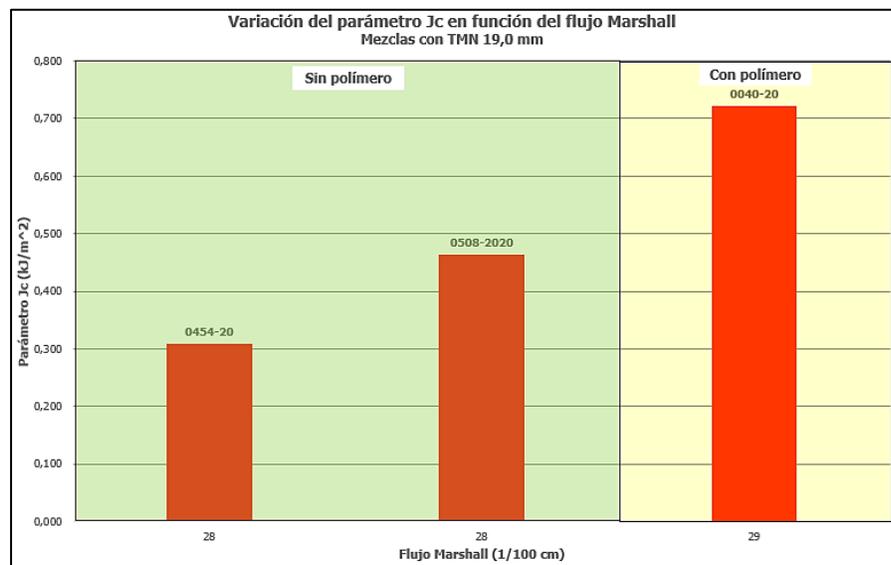


Figura 37. Variación del parámetro Jc-integral en mezclas de TMN 19,0 mm según el flujo Marshall

5 CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LOS RESULTADOS DEL PARÁMETRO J_c -INTEGRAL

En este capítulo se presentan las correlaciones encontradas entre el parámetro J_c -integral y los resultados del ensayo AASHTO T 321, así como la información relacionada con los análisis de regresión lineal simple ejecutados con el fin de cuantificar dichas relaciones. Finalmente, se concluye con los resultados de los análisis de regresión lineal múltiple entre el parámetro J_c -integral y las características del diseño volumétrico de las mezclas con el objetivo de establecer qué propiedades influyen en su magnitud y cuantificar esta dependencia.

Cabe aclarar que los modelos y resultados aquí expuestos deben ser tomados como una referencia o punto de partida para aproximar la relación entre el parámetro J_c -integral, los resultados del ensayo AASTO T 321 y la variación con respecto a las propiedades volumétricas de la MAC. La poca cantidad de datos disponibles y la heterogeneidad existente entre los orígenes de las mezclas pueden justificar gran parte de la variabilidad obtenida.

5.1 Correlaciones entre el parámetro J_c -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga

En este apartado se estudian de manera cualitativa las correlaciones entre las variables J_c -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga para las deformaciones de 400 $\mu\epsilon$ y 600 $\mu\epsilon$. Las mezclas, al igual que en capítulo anterior, se dividieron por su TMN pero no se realizó distinción entre mezclas convencionales y modificadas para este análisis, por lo que se estudiaron cuatro correlaciones distintas las cuales se presentan en los cuatro gráficos a continuación.

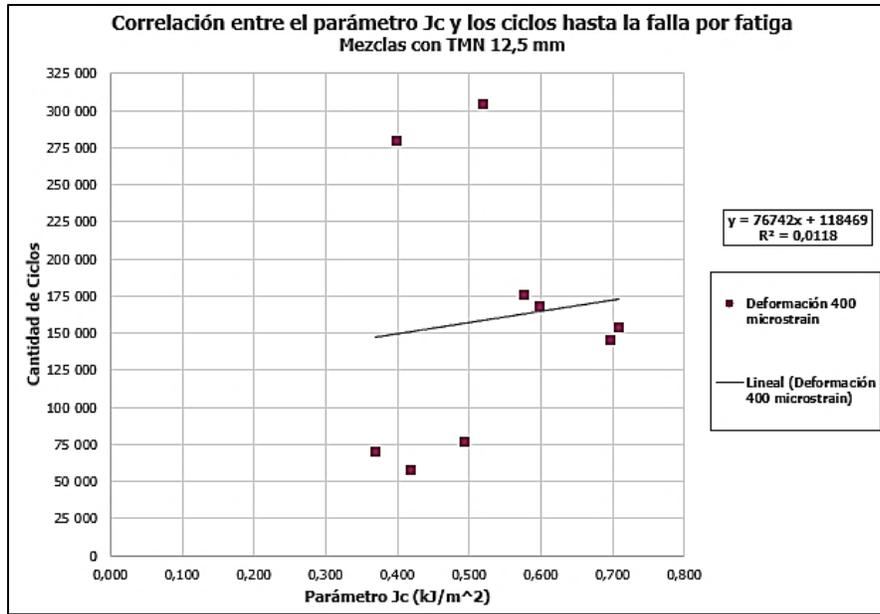


Figura 38. Correlación lineal entre el parámetro J_c-integral y los ciclos de fatiga de 400 µε para mezclas de 12,5 mm con todos los datos

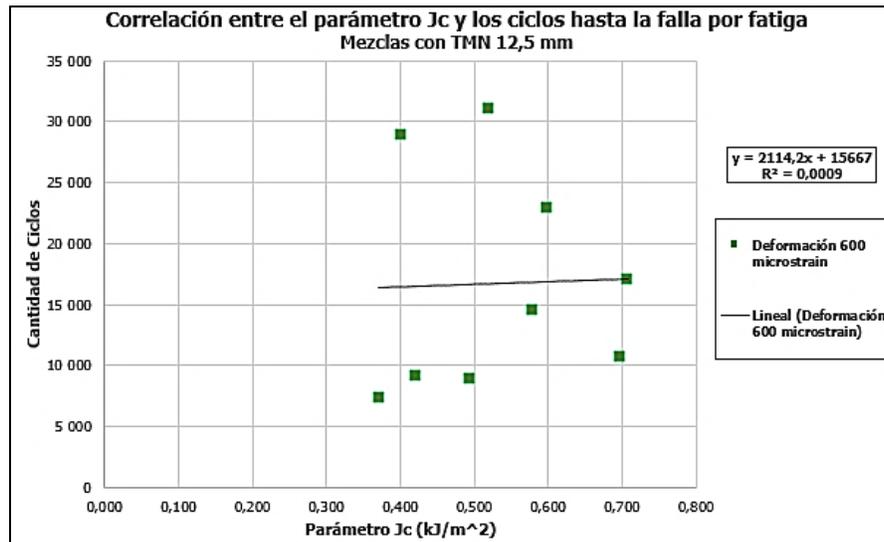


Figura 39. Correlación lineal entre el parámetro J_c-integral y los ciclos de fatiga de 600 µε para mezclas de 12,5 mm con todos los datos

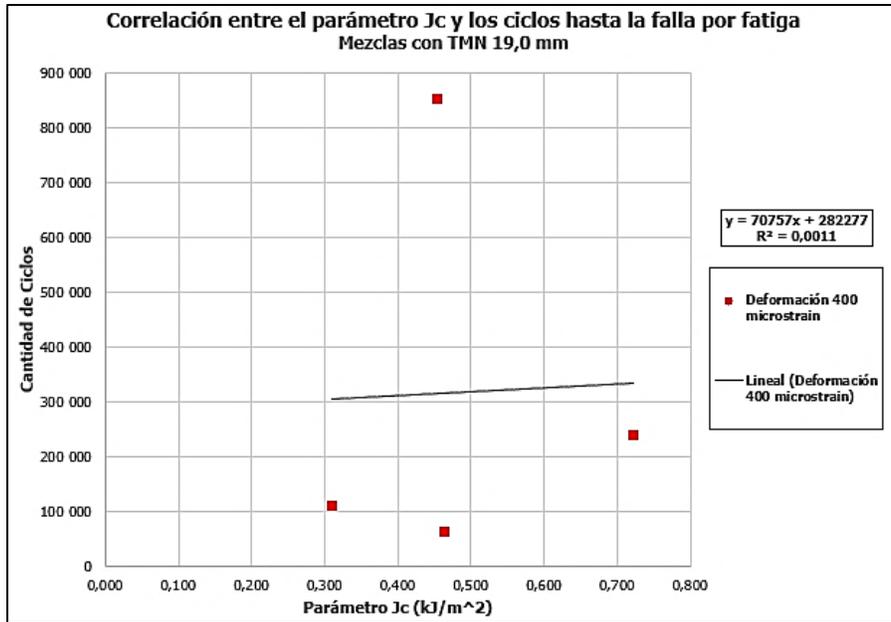


Figura 40. Correlación lineal entre el parámetro J_c -integral y los ciclos de fatiga de 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm con todos los datos

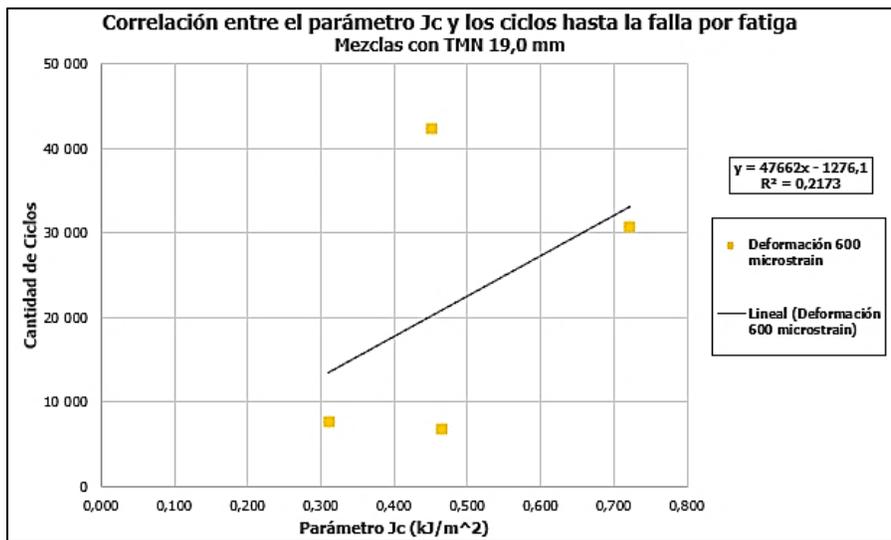


Figura 41. Correlación lineal entre el parámetro J_c -integral y los ciclos de fatiga de 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm con todos los datos

Se observa en las figuras anteriores correlaciones muy dispersas y difíciles de asociar a una relación lineal, con coeficientes de determinación (R^2) menores al 2 % para la Figura 38, Figura 39 y Figura 40 y de 20 % para la Figura 41, es decir, menos de un 2 % de la variabilidad de los ciclos hasta la falla por fatiga se puede explicar por el parámetro J_c -integral para los primeros tres casos; por consiguiente, los análisis de regresión lineal simple empleando todos

los datos disponibles arrojaron coeficientes de correlación de Pearson y significancias nulas con valores P muy por encima del 5 % (los resultados de estos análisis se pueden observar en la sección de Apéndices). Se excluyen aplicando un criterio intencionado, para cada caso, los puntos que en cada gráfico parecían distorsionar más las correlaciones, esto debido a que el análisis de normalidad de las primeras regresiones no indicó la presencia de valores extremos para su descarte del análisis. En el Cuadro 16 se muestran en color rojo los valores atípicos y las figuras subsecuentes revelan las nuevas correlaciones obtenidas.

Cuadro 16. Muestras eliminadas para el ajuste de las correlaciones

Muestra	TMN	Ensayo SCB (ASTM D8044-16)	Ensayo de vigas a fatiga (AASHTO T 321)	
		Tasa crítica de liberación de energía elastoplástica	Promedio de ciclos hasta la falla	
		J _c -Integral (kJ/m ²)	Deformación 400 µε	Deformación 600 µε
2312-19	12,5	0,370	70 145	7 348
2194-19	12,5	0,708	154 428	17 240
2199-19	12,5	0,494	76 478	9 018
2225-19	12,5	0,419	57 908	9 195
0050-20	12,5	0,696	145 780	10 743
0448-20	12,5	0,577	176 123	14 573
Mezcla Tipo 1	12,5	0,597	167 997	22 904
0973-20	12,5	0,519	304 420	31 093
0975-20				
0977-20				
Mezcla Tipo 2	12,5	0,399	279 695	28 997
0040-20	19,0	0,722	240 333	30 667
0454-20	19,0	0,309	111 078	7 770
0508-20	19,0	0,464	62 753	6 838
Mezcla Tipo 3	19,0	0,453	852 777	42 466

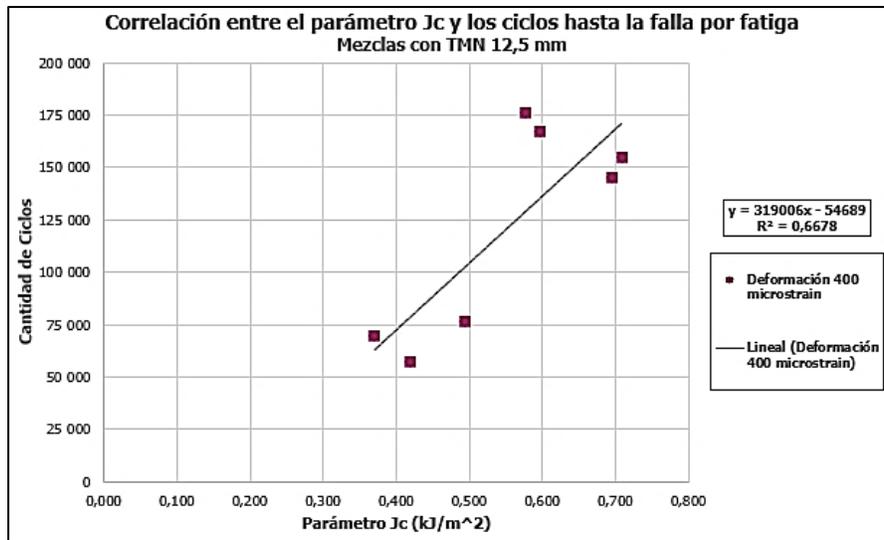


Figura 42. Correlación lineal entre el parámetro Jc-integral y los ciclos de fatiga de 400 µε para mezclas de 12,5 mm con los datos filtrados

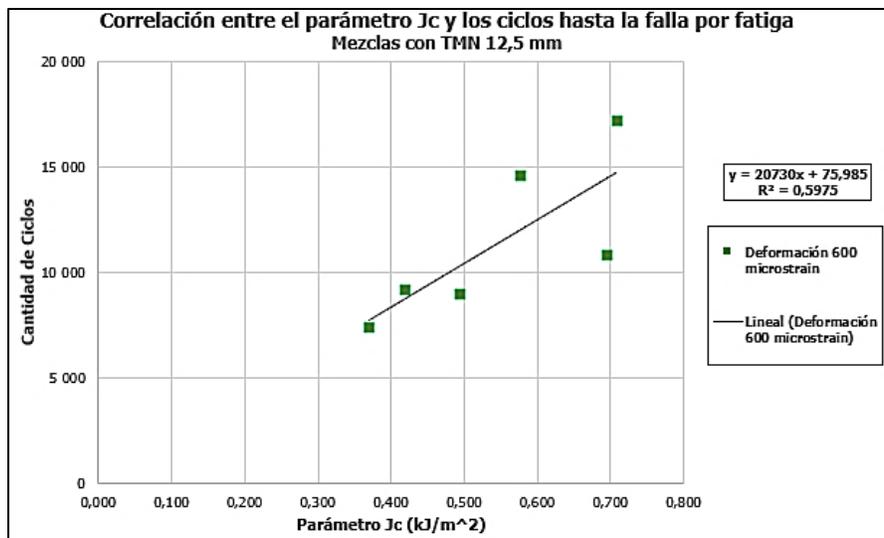


Figura 43. Correlación lineal entre el parámetro Jc-integral y los ciclos de fatiga de 600 µε para mezclas de 12,5 mm con los datos filtrados

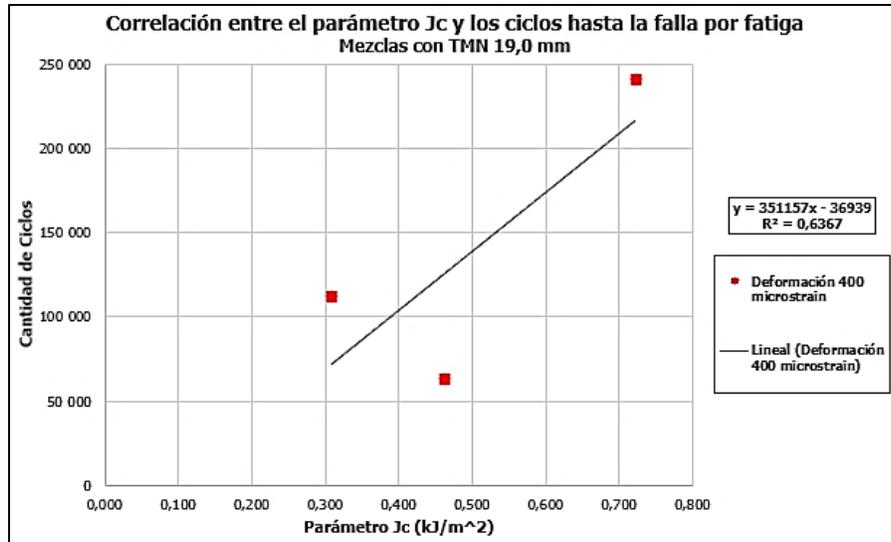


Figura 44. Correlación lineal entre el parámetro J_C-integral y los ciclos de fatiga de 400 με para mezclas de 19,0 mm con los datos filtrados

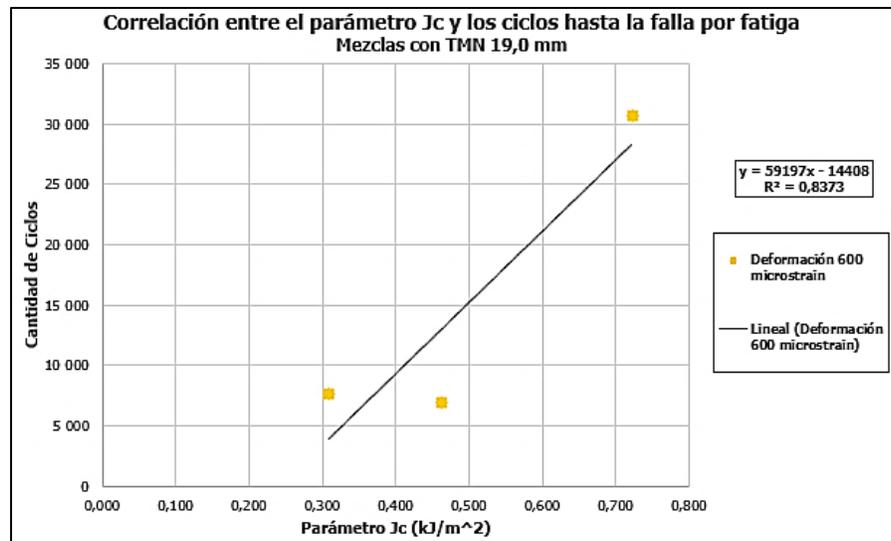


Figura 45. Correlación lineal entre el parámetro J_C-integral y los ciclos de fatiga de 600 με para mezclas de 19,0 mm con los datos filtrados

En las nuevas representaciones mostradas en la Figura 42, Figura 43, Figura 44 y Figura 45 se observan correlaciones más altas con coeficientes R² de entre (60 – 84) %, lo que inicialmente permite afirmar que buena parte de la variabilidad de los ciclos a fatiga para ambas deformaciones puede ser predicha según se comporten los resultados de la resistencia a la fractura; además, se muestra una fuerte tendencia al comportamiento lineal en donde la mezcla de 19,0 mm a 600 με reveló el ajuste más cercano a una curva lineal y las muestras de

12,0 mm a 400 $\mu\epsilon$ se comportan de forma más dispersa. Sin embargo; es importante aclarar que esta variación en las tendencias puede ser explicada debido a la cantidad menor de datos disponibles para las mezclas de 19,0 mm.

5.2 Resultados de la RLS entre el J_C -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga

A continuación, se muestran los resultados del análisis de regresión lineal simple, para cada caso, se calculó primero el coeficiente de correlación de Pearson (R) el cual es un primer indicativo de qué tan fuerte es la relación lineal entre dos variables, posteriormente se ejecutaron los análisis y se estudió su significancia con los estadísticos correspondientes. Con el fin de aclarar la simbología empleada a continuación, el coeficiente β_0 es el valor constante de los modelos, y el coeficiente β_1 es el valor que acompaña al J_C -integral, es decir a la variable predictora; en todas las ecuaciones el valor del parámetro J_C -integral tiene unidades de kJ/m^2 .

5.2.1 Mezclas de TMN de 12,5 mm con deformación de 400 $\mu\epsilon$

El Cuadro 17 muestra los resultados para el análisis de RLS entre las variables J_C -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga a 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm.

Cuadro 17. Resultados del análisis de RLS en mezclas de 12,5 mm para 400 $\mu\epsilon$ de deformación

Coeficiente de correlación de Pearson (R)					
Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión		
0,817	0,025	Alta y Directa	Estadísticamente válido		

Modelo de regresión lineal simple		Ecuación	
		$\text{Ciclos}_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 319\,006 * J_C\text{-integral} - 54\,689$	(15)

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	10,05	0,025	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	Se rechaza H_0

Análisis de coeficientes					
Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión

B ₀	- 54 689	- 0,96	0,380	H ₀ : β ₀ = 0 H ₁ : β ₀ ≠ 0	No se rechaza H ₀
B ₁	319 006	3,17	0,025	H ₀ : β ₁ = 0 H ₁ : β ₁ ≠ 0	Se rechaza H ₀

Según se observa, la regresión es estadísticamente significativa para explicar la variabilidad de los ciclos hasta la falla por fatiga a 400 με para mezclas de 12,5 mm pues toma como válido el valor del coeficiente β₁ mientras que la prueba de hipótesis no permite emplear el coeficiente β₀. Lo anterior para un R² de 66,78 %, es entonces que el modelo ajustado para dicha regresión queda con la siguiente forma:

$$Ciclos_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 319\,006 * J_{c-integral} \quad (16)$$

Los gráficos que avalan la verificación de los supuestos para el análisis de RLS (normalidad, homocedasticidad, linealidad y aleatoriedad) se encuentran en la Figura A 1, Figura A 2, Figura A 3 y Figura A 4 de la sección de Apéndices.

5.2.2 Mezclas de TMN de 12,5 mm con deformación de 600 με

El Cuadro 18 muestra los resultados para el análisis de regresión lineal simple entre las variables entre las variables J_c-integral y los ciclos hasta la falla por fatiga a 600 με para mezclas de 12,5 mm.

Cuadro 18. Resultados del análisis de RLS en mezclas de 12,5 mm para 600 με de deformación

Coefficiente de correlación de Pearson (R)			
Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,773	0,071	Alta y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple	
Ecuación	
$Ciclos_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 20\,730 * J_{c-integral} + 76$	(17)

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión

Regresión	1	5,94	0,071	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0
Análisis de coeficientes					
Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B ₀	76	0,02	0,988	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B ₁	20 730	2,44	0,071	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Según se observa, la regresión no posee significancia estadística para el caso de las mezclas de 12,5 mm con una deformación de 600 $\mu\epsilon$. El coeficiente de determinación R² dio un valor de 59,80 %.

5.2.3 Mezclas de TMN de 19,0 mm con deformación de 400 $\mu\epsilon$

El Cuadro 19 muestra los resultados para el análisis de regresión lineal simple entre las variables J_C-integral y los ciclos hasta la falla por fatiga a 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm.

Cuadro 19. Resultados del análisis de RLS en mezclas de 19,0 mm para 400 $\mu\epsilon$ de deformación

Coefficiente de correlación de Pearson (R)			
Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,798	0,412	Alta y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple	
Ecuación	
$\text{Ciclos}_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 351\,157 * J_{C-integral} - 36\,939 \quad (18)$	

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	1,75	0,412	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0
Análisis de coeficientes					
Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B ₀	- 36 939	- 0,26	0,835	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0

B_1	351 157	1,32	0,412	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0
-------	---------	------	-------	---	------------------------

Según se observa, la regresión no posee significancia estadística para el caso de las mezclas de 19,0 mm con una deformación de 400 $\mu\epsilon$. El coeficiente de determinación R^2 dio un valor de 63,67 %.

5.2.4 Mezclas de TMN de 19,0 mm con deformación de 600 $\mu\epsilon$

El Cuadro 20 muestra los resultados para el análisis de regresión lineal simple entre las variables J_C -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga a 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm.

Cuadro 20. Resultados del análisis de RLS en mezclas de 19,0 mm para 600 $\mu\epsilon$ de deformación

Coeficiente de correlación de Pearson (R)			
Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,915	0,264	Muy Alta y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple

Ecuación

$$\text{Ciclos}_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 59\,197 * J_{C-integral} - 14\,408 \quad (19)$$

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	5,15	0,264	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Análisis de coeficientes					
Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B_0	- 14 408	- 1,05	0,485	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B_1	59 197	2,27	0,264	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Según se observa, la regresión no posee significancia estadística para el caso de las mezclas de 19,0 mm con una deformación de 600 $\mu\epsilon$. El coeficiente de determinación R^2 dio un valor de 83,73 %. En resumen, se tiene como significativa únicamente la regresión para mezclas de

12,5 mm con 400 $\mu\epsilon$ de deformación, mientras que para los otros casos las pruebas de hipótesis no arrojaron resultados satisfactorios.

5.3 Correlaciones distintas a la lineal entre el parámetro J_c -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga

En las siguientes figuras se aprecian aproximaciones alternativas a la relación entre el parámetro J_c -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga del ensayo AASTHO T 321, con la finalidad de describir de la forma más precisa posible dichas correlaciones, para ello se emplearon distintos tipos de funciones hasta alcanzar el coeficiente de determinación R^2 mayor en cada caso. Los datos utilizados fueron tabulados en el el Cuadro 16.

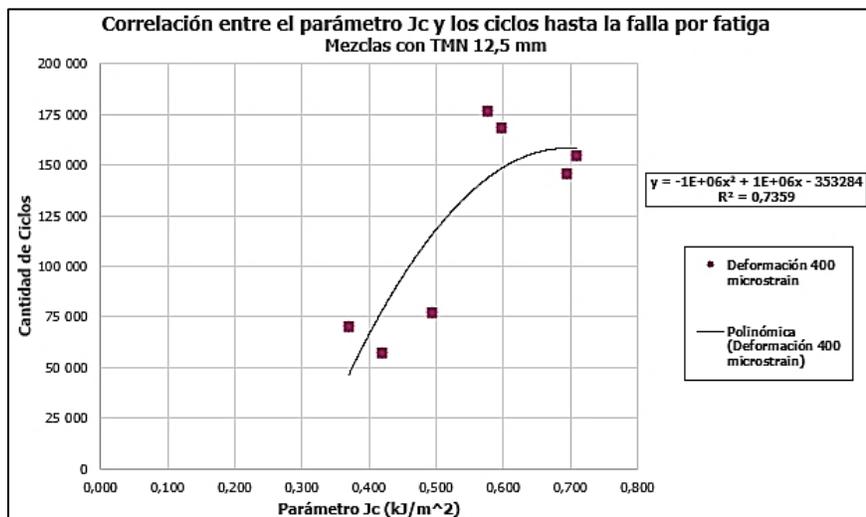


Figura 46. Correlación cuadrática entre el parámetro J_c -integral y los ciclos de fatiga de 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm con los datos filtrados

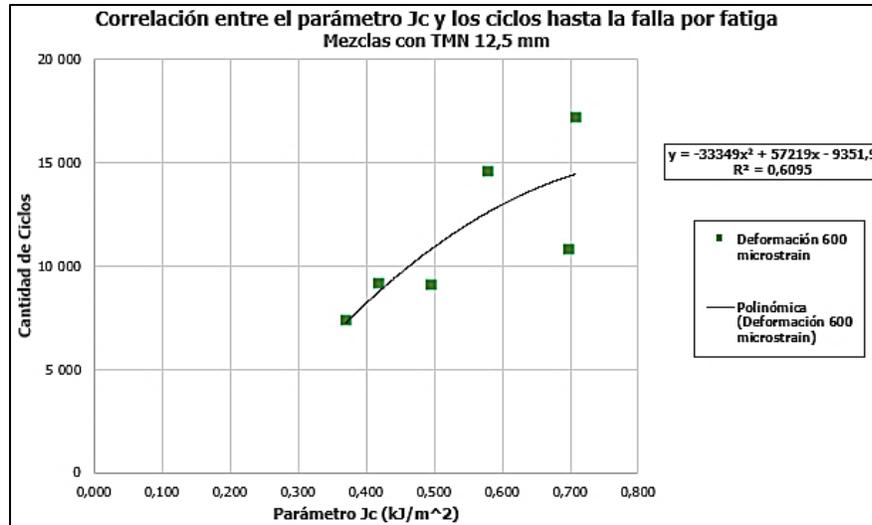


Figura 47. Correlación cuadrática entre el parámetro J_c -integral y los ciclos de fatiga de 600 μe para mezclas de 12,5 mm con los datos filtrados

Se observa que para las mezclas de 12,5 mm (Figura 46 y Figura 47) el tipo de correlación que mejor relación mostró, fue con la función cuadrática alcanzándose un valor de R^2 de 73,59 % para los 400 μe de deformación, y un 60,95 % para los 600 μe de deformación en contraste con el 66,78 % y 59,75 % obtenidos de la correlación lineal. Por su parte, las mezclas de 19,0 mm (Figura 48 y Figura 49) incrementaron sus valores de R^2 a un máximo de 74,03 % para los 400 μe de deformación y 94,14 % para los 600 μe de deformación con la correlación exponencial, esto en comparación al 63,67 % y el 83,73 % productos de la correlación lineal.

Se observa la desventaja que para las mezclas de 12,5 mm la descripción cuadrática indica que los materiales disminuirían su desempeño a la fatiga después de cierto valor del parámetro J_c -integral, mientras que para la vida a fatiga para las mezclas de 19,0 mm se tienen pocos datos como para hablar de una extrapolación en su comportamiento, esto a pesar de su correlación exponencial.

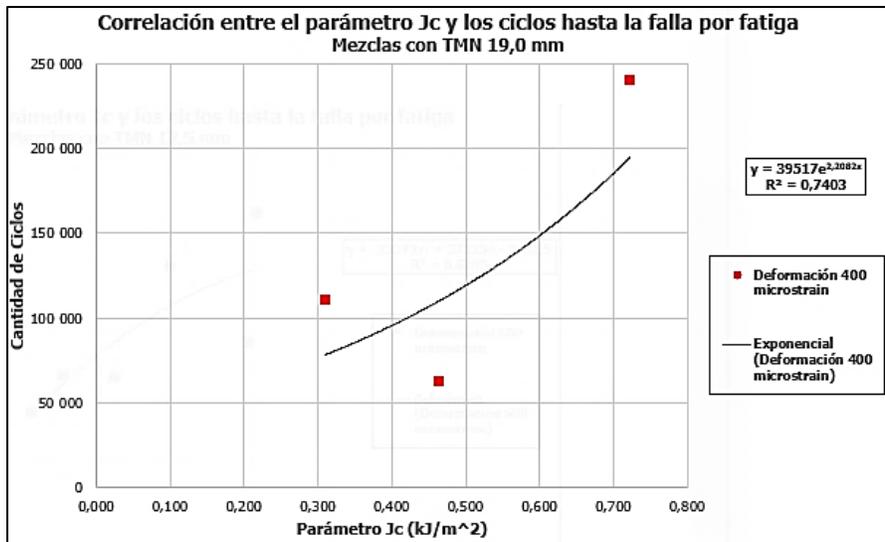


Figura 48. Correlación exponencial entre el parámetro J_c-integral y los ciclos de fatiga de 400 με para mezclas de 19,0 mm con los datos filtrados

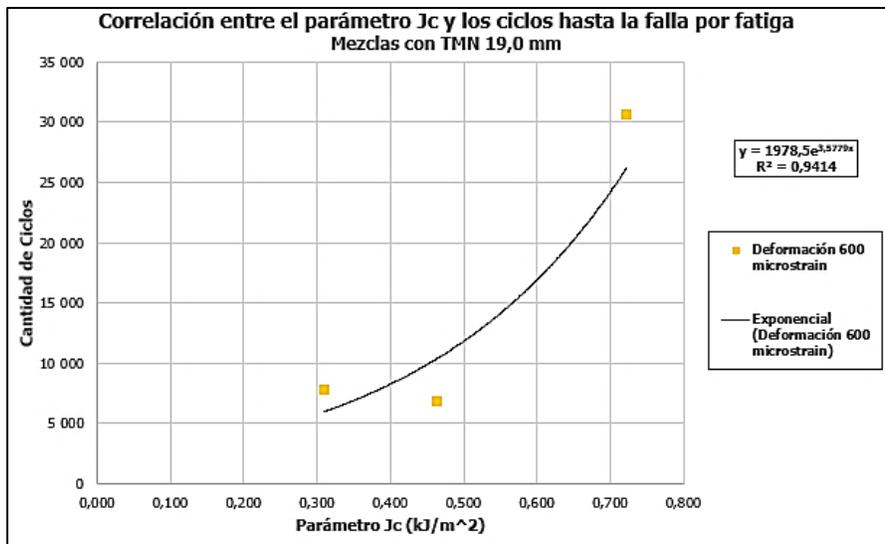


Figura 49. Correlación exponencial entre el parámetro J_c-integral y los ciclos de fatiga de 600 με para mezclas de 19,0 mm con los datos filtrados

5.4 Resultados de la RLM entre el parámetro J_c-integral y las propiedades volumétricas de las mezclas

A continuación, se muestran los resultados del análisis de RLM entre el parámetro J_c-integral como variable respuesta y como variables predictoras se tiene el contenido de asfalto y el contenido de aire (variables continuas), y la presencia del polímero (variable categórica); esto tanto para mezclas de 12,5 mm como de 19,0 mm. La razón por la cual solo se incluyeron los

predictores mencionados es porque sus resultados se tenían disponibles para todas las muestras, esto con el fin de establecer los modelos con la mayor cantidad de datos posible. Al igual que en los casos anteriores, se calculó primero el coeficiente de correlación de Pearson (R), posteriormente se ejecutaron los análisis y se estudió su significancia con el reporte de los estadísticos correspondientes.

Con el fin de aclarar la simbología empleada a continuación, el coeficiente β_0 es el valor constante de los modelos, el coeficiente β_1 corresponde a la variable de contenido de asfalto; el coeficiente β_2 , a la variable de contenido de aire y el coeficiente β_3 , a la variable de presencia de polímero. En todas las ecuaciones el valor del parámetro J_c -integral tiene unidades de kJ/m^2 , el contenido de asfalto y el contenido de aire poseen unidades de porcentaje (%) y en el caso de la presencia de polímero, la variable tomó un valor de 1 para las mezclas que lo contenían y un valor de 0 para los materiales que no lo emplearon.

5.4.1 Mezclas de TMN de 12,5 mm

En el Cuadro 21 se muestran los resultados de la RLM para las mezclas de 12,5 mm entre el parámetro J_c -integral y los componentes del diseño volumétrico.

Cuadro 21. Resultados del análisis de RLM para mezclas de 12,5 mm

Coefficiente de correlación de Pearson (R)				
Variables	Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
Contenido de asfalto J_c -integral	0,227	0,477	Baja y Directa	Estadísticamente no válido
Contenido de aire J_c -integral	- 0,156	0,628	Muy Baja e Inversa	Estadísticamente no válido
Contenido de asfalto J_c -integral	0,020	0,952	Muy Baja y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal múltiple

Ecuación

$J_{c-integral}$ Mezclas 12,5 mm

$$= 0,068 * Asfalto - 0,016 * Aire - 0,027 * Polímero + 0,191 \quad (20)$$

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	3	0,26	0,851	$H_0: \beta_k = 0$ $H_1: \beta_j \neq 0$	No se rechaza H_0
Análisis de coeficientes					
Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B ₀	0,191	0,34	0,741	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B ₁	0,068	0,72	0,492	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0
B ₂	- 0,016	- 0,52	0,616	$H_0: \beta_2 = 0$ $H_1: \beta_2 \neq 0$	No se rechaza H_0
B ₃	- 0,027	- 0,32	0,755	$H_0: \beta_3 = 0$ $H_1: \beta_3 \neq 0$	No se rechaza H_0

Se observa que, de acuerdo con los valores P obtenidos -todos mayores a 0,05-, la regresión no posee significancia estadística y no se puede asegurar que los coeficientes de las variables predictoras tengan un valor distinto de 0; por ende, el modelo resultante no se puede emplear para predecir el valor del parámetro J_C -integral. El coeficiente de determinación múltiple (R^2) tomó un valor de 8,93 %, mientras que el ajustado, que penaliza el análisis cuando se agregan más predictores, (R^2_{Adj}) fue de 0,00 %. Posteriormente, se realizó el procedimiento de eliminación hacia atrás, una técnica que excluye variables del modelo hasta alcanzar la significancia más alta, en este caso, los resultados coinciden con los del Cuadro 21 al indicar que no permite la inclusión de ninguna de las variables al modelo.

Aun así, es importante recalcar que los coeficientes que acompañan a las variables predictoras coinciden con el comportamiento graficado para las mezclas de 12,5 mm en la Figura 24 y Figura 26. Para el contenido de asfalto el coeficiente es positivo mientras que para el contenido de aire es negativo, es decir, J_C aumenta y disminuye respectivamente con el incremento de estas variables. Por otro lado, en el caso de la presencia de polímero, el valor es negativo, es decir, indicaría que al usar mezclas modificadas el desempeño ante la fractura disminuiría

contrario a lo demostrado por otras investigaciones; sin embargo, esto se puede explicar debido a que las mezclas de 12,5 mm no mostraron grandes diferencias en el parámetro J_c -integral como resultado del uso del polímero y en general, a la poca experiencia en el uso de estos materiales y los métodos de modificación en Costa Rica.

Finalmente, se analizó por separado la influencia de cada variable sobre el parámetro J_c -integral mediante regresiones lineales simples para los predictores continuos (contenido de asfalto y contenido de aire) y una comparación entre las medias del parámetro J_c -integral para las muestras con la presencia y ausencia del polímero; las regresiones lineales arrojaron resultados sin significancia estadística y el valor P de la prueba de diferencia entre las medias no permitió rechazar la hipótesis nula por lo que no se pueden concluir para los datos en cuestión que las variables predictoras posean una influencia sobre el parámetro J_c -integral. Los estadísticos de los análisis recién mencionados se encuentran en la sección de Apéndices.

5.4.2 Mezclas de TMN 19,0 mm

En el Cuadro 22 se muestran los resultados del análisis de RLM para las mezclas de 19,0 mm entre el parámetro J_c -integral y los componentes del diseño volumétrico.

Cuadro 22. Resultados del análisis de RLM para mezclas de 19,0 mm

Coefficiente de correlación de Pearson (R)				
Variables	Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
Contenido de asfalto J_c	0,387	0,613	Baja y Directa	Estadísticamente no válido
Contenido de aire J_c	- 0,316	0,684	Baja e Inversa	Estadísticamente no válido
Contenido de asfalto Contenido de aire	0,481	0,519	Baja y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal múltiple

Ecuación

$J_{c-integral}$ Mezclas 19,0 mm

$$= 0,069 * Asfalto - 0,091 * Aire + 0,291 * Polímero + 0,350 \quad (21)$$

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	3	-	-	$H_0: \beta_k = 0$ $H_1: \beta_j \neq 0$	Indeterminado
Análisis de coeficientes					
Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B ₀	0,350	-	-	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	Indeterminado
B ₁	0,069	-	-	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	Indeterminado
B ₂	- 0,091	-	-	$H_0: \beta_2 = 0$ $H_1: \beta_2 \neq 0$	Indeterminado
B ₃	- 0,291	-	-	$H_0: \beta_3 = 0$ $H_1: \beta_3 \neq 0$	Indeterminado

Debido a que para este análisis solo se emplearon 4 mediciones, los grados de libertad fueron insuficientes para realizar las pruebas de hipótesis y calcular los estadísticos de prueba, por ende, el modelo no se puede validar a nivel estadístico. Aun así, los coeficientes para las variables predictoras coinciden con el comportamiento mostrado en las Figura 25 y Figura 27, positivo para el contenido de asfalto y negativo para el contenido de aire, es decir, que el J_c aumenta y disminuye conforme se aumentan estas características. De la misma forma, el coeficiente de la presencia del polímero refuerza el hecho de la obtención de un valor más alto del parámetro J_c -integral para las mezclas modificadas de 19,0 mm, esto en concordancia con los resultados presentados en el capítulo anterior.

Para este caso también se realizaron regresiones lineales simples con las variables continuas y una prueba de diferencia entre medias para el predictor categórico; los resultados tanto para las regresiones como para la prueba de hipótesis revelaron valores P menores a 0,05 que no permitieron concluir influencia de dichas variables sobre el parámetro J_c -integral para los datos en análisis. Los estadísticos de estos últimos análisis se encuentran en la sección de Apéndices.

6 CAPÍTULO 6. VALORES LÍMITE DEL PARÁMETRO J_c -INTEGRAL RECOMENDADOS PARA ESPECIFICACIONES

6.1 Parámetros mínimos de evaluación a fatiga en MAC encontrados en la reglamentación vigente de Costa Rica y Louisiana

El *CR-2010* clasifica los tipos de mezcla asfáltica en caliente que se deben emplear en las vías nacionales de acuerdo con su función en la estructura de pavimento y el volumen de tránsito esperado para la ruta, esta categorización es utilizada tanto en la metodología de diseño Marshall como en la Superpave.

Cuadro 23. Clasificación de la MAC de acuerdo con su uso y nivel de tráfico proyectado

Designación	Aplicación por tipo de capa asfáltica	Aplicación por niveles de ESAL's
Mezcla tipo A	Mezcla asfáltica en caliente exclusiva para bacheo para rutas donde la superficie existente consiste en algún tipo de tratamiento superficial, incluyendo lechadas asfálticas	Hasta 10 millones de ESAL's (mediano volumen de tránsito)
Mezcla tipo B	Mezcla asfáltica en caliente para capas o sobrecapas asfálticas y bacheo en rutas de mediano volumen de tránsito donde la superficie existente consiste en mezcla asfáltica	Hasta 10 millones de ESAL's (mediano volumen de tránsito)
Mezcla tipo C	Capas asfálticas intermedias (alto desempeño)	Más de 10 millones de ESAL's (alto volumen de tránsito)
Mezcla tipo D	Capas asfálticas de rodadura (alto desempeño)	Más de 10 millones de ESAL's (alto volumen de tránsito)

Fuente: (MOPT, 2017)

El Cuadro 24 y Cuadro 25, por su lado, detallan los requerimientos que deben cumplir las mezclas asfálticas en Costa Rica en cuanto a su desempeño ante el agrietamiento por fatiga y la frecuencia de muestreo, esto para ambas metodologías de diseño analizadas en las muestras: Marshall y Superpave.

Cuadro 24. Valores mínimos para la evaluación del desempeño ante el agrietamiento por fatiga en MAC

Parámetro	Mezcla tipo A	Mezcla tipo B	Mezcla tipo C	Mezcla tipo D	Metodología de ensayo
Cantidad de repeticiones para la falla por fatiga a 20 °C según el nivel de deformación unitaria controlada					
400 µε	-	-	Mayor o igual a 450 000	Mayor o igual a 300 000	AASHTO T 321
600 µε	-	-	Mayor o igual a 50 000	Mayor o igual a 25 000	

Fuente: (MOPT, 2017)

Cuadro 25. Frecuencia de muestreo para evaluación del desempeño ante el agrietamiento por fatiga en MAC

Material o producto	Característica	Categoría	Frecuencia de ensayo	Punto de muestreo	Separación de la muestra	Reporte
MAC (Producción)	Cantidad de repeticiones para la falla por fatiga a 20 °C según el nivel de deformación unitaria controlada 400 µε y 600 µε	-	1 vez por mes	En la góndola de la vagoneta según la que indique la Administración	Sí	1 mes

Fuente: (MOPT, 2018)

La clasificación para mezclas asfálticas y sus requerimientos para el desempeño ante la fractura en el estado Louisiana se mencionan en el Cuadro 4 de la sección 3.6, esto se repasa a continuación: las mezclas con una cantidad de ESALs de diseño menor o igual a 3 millones se clasifican como *nivel 1* requieren un promedio de resultados del parámetro J_C -integral de mínimo 0,5 kJ/m²; mientras que las mezclas con una cantidad de ESALs de diseño mayor a 3 millones se clasifican como *nivel 2* requieren un promedio de resultados del parámetro J_C -integral de mínimo 0,6 kJ/m². Para ningún caso se permiten resultados individuales del parámetro J_C menores a 0,3 kJ/m².

6.2 Clasificación y corroboración de cumplimiento de parámetros para las muestras de los proyectos de auditoría e investigación

En el caso de las mezclas en análisis, las muestras 2312-19 e 0050-20 del proyecto *Paso a Desnivel Garantías Sociales* son clasificadas como mezclas tipo D de alto desempeño por el *CR-2010*, esto por la cantidad del ESALs (34 876 648) reportados en el informe de diseño de mezcla, por lo tanto, también serían clasificadas como mezclas de nivel 2 por la reglamentación del estado de Louisiana. Para las otras muestras, de las que se tenía información estas son clasificadas como mezclas tipo B de acuerdo con el *CR-2010*; es por ello que con el fin de poder realizar la comparación con los mínimos establecidos por las legislaciones tanto la de Costa Rica como la del estado de Louisiana, las muestras clasificadas como mezclas tipo B o para las cuales no se tenían datos disponibles se evaluaron en esta sección como mezclas tipo D y de nivel 1. El Cuadro 26 muestra los límites mínimos con los que se evaluaron las mezclas tanto en desempeño a fatiga (*CR-2010*) como a la fractura (LADOTD).

Cabe aclarar, al igual que en el capítulo anterior, que los resultados aquí presentados sobre las recomendaciones de especificación del parámetro J_c -integral deben ser tomados como referencia o punto de partida para seguir con la investigación relacionada al tema. Lo anterior debido a la poca cantidad de datos disponibles y la heterogeneidad entre los orígenes de las mezclas que pueden explicar gran parte de la variabilidad obtenida.

Cuadro 26. Límites mínimos para la evaluación de desempeño a fatiga y fractura de la MAC

Tipo de material y evaluación	Desempeño ante el agrietamiento por fatiga		Desempeño ante la fractura
	Ciclos hasta alcanzar la falla 400	Ciclos hasta alcanzar la falla 600	Tasa crítica de liberación de energía elastoplástica J_c (kJ/m ²)
Mezclas tipo D	300 000	25 000	-
Mezclas nivel 1	-	-	0,5
Mezclas nivel 2	-	-	0,6

Al igual que con los análisis en capítulos anteriores se separaron las mezclas por su TMN y por el nivel de deformación para los resultados del ensayo AASHTO T 321. Todas las muestras se graficaron de forma tal que el eje X contiene los resultados del parámetro J_c -integral mientras

que el eje Y muestra los resultados de los ciclos hasta la falla por fatiga; las muestras se dividieron según la clasificación del nivel de tráfico empleada por el estado de Louisiana y como se dijo anteriormente, todas se evaluaron como mezclas tipo D según la categorización del *CR-2010*.

De igual forma, se graficaron los límites mínimos establecidos de acuerdo con el Cuadro 26, en donde los límites de los ciclos hasta la falla por fatiga se representaron con una línea a lo largo del eje X mientras que los límites asociados al desempeño por fractura tomaron la forma de una recta a lo largo del eje Y. Lo anterior se hizo de esta manera para observar cuales mezclas cumplían ambos límites (fatiga y fractura), cuales cumplían solo uno de ellos o ninguno, esto con el objetivo de determinar si con las muestras analizadas se puede establecer un valor de especificación del parámetro J_c -integral para Costa Rica el cual cumpla también con las cantidades mínimas ya estipuladas para el desempeño a fatiga por el *CR-2010* y comparar estas cantidades mínimas con las del estado de Louisiana.

Este análisis es similar al empleado por los autores Louay Mohammad, Minkyum Kim y Harshavardhan Challa en la investigación *Desarrollo de especificaciones basadas en el desempeño para las mezclas asfálticas en caliente de Louisiana*, expuesta en el capítulo 3, en donde con base en las mezclas que cumpliesen con el criterio mínimo de evaluación a fatiga en campo se determinaron los valores recomendados del parámetro J_c -integral para el estado de Louisiana. En este caso, se emplearon todas las muestras para las cuales se tenían datos disponibles, eliminado el filtrado de datos del capítulo anterior, con el fin de que las comparaciones fuesen lo más completas posibles.

En la Figura 50 se observa que, para las mezclas de 12,5 mm y 400 μ e de deformación, solo el material del informe I-0757-2020 de la investigación *Desempeño de mezclas asfálticas con contenidos de asfalto sobre el 6 %* cumplió con ambos valores límites, se aprecia también que 4 de 7 muestras tipo nivel 1 y solo 1 de 2 muestras tipo nivel 2 cumplieron con el valor mínimo de J_c -integral. Ahora bien, la muestra ya mencionada (I-0757-2020) fue la única que cumplió con el requisito de fatiga, esto con 304 420 ciclos y un valor de 0,519 kJ/m² para J_c ; por lo tanto, para este caso se recomienda un valor mínimo para J_c -integral de 0,5 kJ/m² igual al valor del estado de Louisiana para mezclas nivel 1 por la cercanía entre valores.

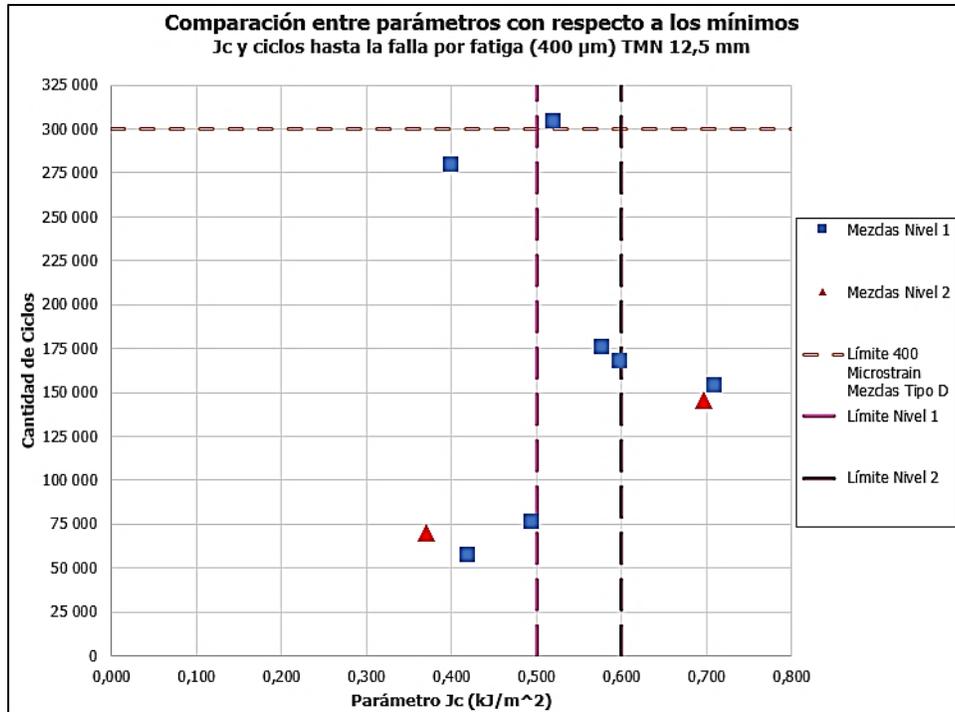


Figura 50. Evaluación de los parámetros mínimos de fatiga y fractura para mezclas de 12,5 mm y 400 $\mu\epsilon$

De manera similar, se aprecia en la Figura 51, para las mezclas de 12,5 mm y 600 $\mu\epsilon$ de deformación, que solo el material del informe I-0757-2020 cumplió ambos requerimientos mínimos; al tratarse de las mezclas de 12,5 mm como los parámetros de J_C -integral son los mismos que para el otro nivel de deformación de los ciclos de fatiga, se tienen las mismas tendencias con las mezclas tipos nivel 1 y nivel 2 en cuanto al desempeño a fractura. La diferencia con respecto a la deformación de 400 $\mu\epsilon$ radica en que para este caso son 2 las muestras que cumplen los ciclos de fatiga, la ya mencionada I-0757-2020 con 31 093 ciclos y un valor de 0,519 kJ/m^2 para J_C , y la mezcla tipo 2 con 28 997 ciclos y un valor de 0,399 kJ/m^2 para J_C . Para este caso se mantiene la recomendación de 0,5 kJ/m^2 como valor de especificación del parámetro J_C -integral al cumplir esta muestra con el requisito a fatiga para ambas deformaciones y por la cercanía entre ambos valores.

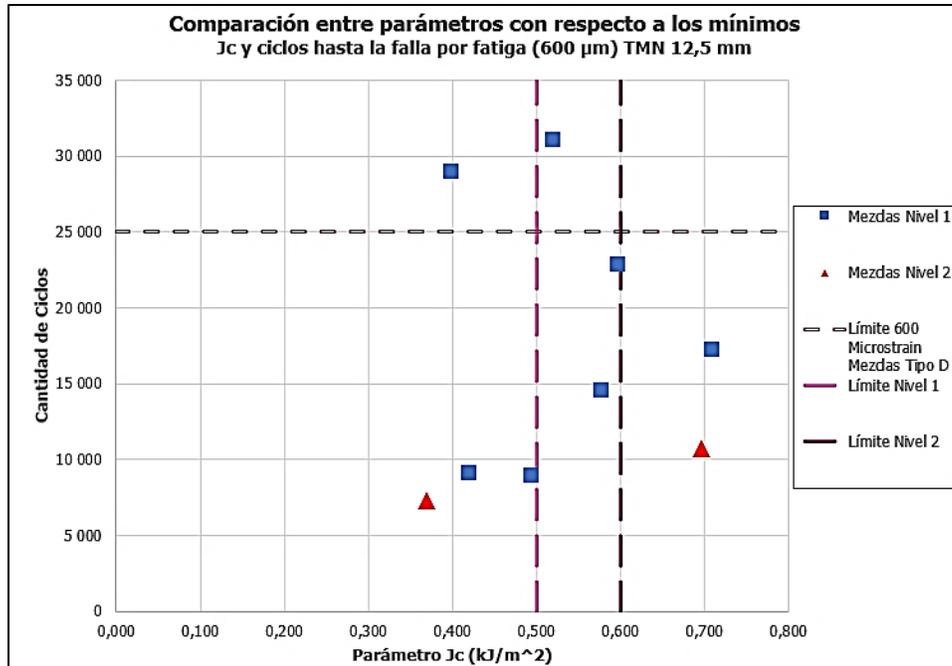


Figura 51. Evaluación de los parámetros mínimos de fatiga y fractura para mezclas de 12,5 mm y 600 $\mu\epsilon$

Al continuar con el análisis para las mezclas de 19,0 mm y 400 $\mu\epsilon$ de deformación, se aprecia en la Figura 52 que ningún material cumplió con ambos criterios de fatiga y fractura; mientras que solo la muestra 0040-20 del proyecto *Ruta 35 Sifón – La Abundancia* cumplió, en su calidad de mezcla tipo nivel 1, con el valor mínimo de J_c -integral (0,5 kJ/m²). Además de esto, se tiene que solo la muestra mezcla tipo 3 alcanzó el desempeño mínimo requerido a fatiga para esta deformación con 852 777 ciclos y un valor de J_c de 0,453 kJ/m². Por ende, para este caso se recomienda 0,45 kJ/m² como valor de J_c -integral para la especificación o mantener el requerimiento del estado de Louisiana de 0,5 kJ/m² por la cercanía entre ambos valores.

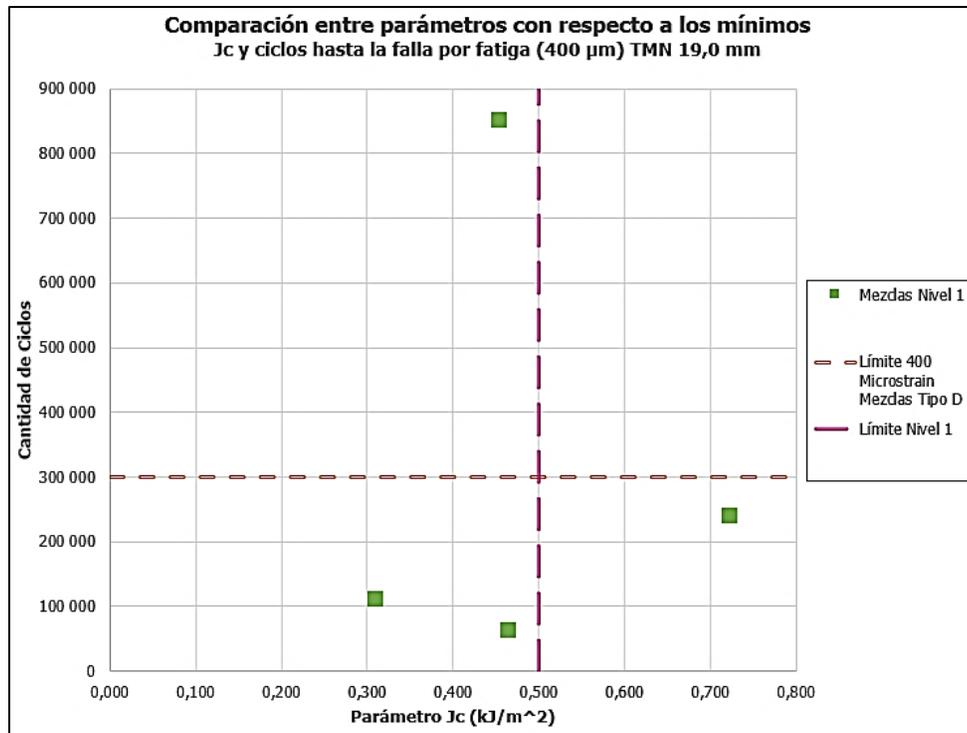


Figura 52. Evaluación de los parámetros mínimos de fatiga y fractura para mezclas de 19,0 mm y 400 με

Por su parte, en la Figura 53 se observa que para las mezclas de 19,0 mm y 600 με de deformación como sólo la muestra 0040-20 (ya mencionada en la discusión de la Figura 52) cumplió en este caso con los dos criterios de fractura y fatiga siendo al mismo tiempo la única mezcla tipo nivel 1 en sobrepasar el valor requerido para el parámetro J_c -integral de 0,5 kJ/m². Ahora bien, en esta figura se aprecia que dos muestras cumplieron con el criterio de evaluación a fatiga, estas fueron la 0040-20 con 30 667 ciclos y un valor de J_c de 0,722 kJ/m² y la ya también mencionada mezcla tipo 3 con 42 466 ciclos y un valor de J_c de 0,453 kJ/m². Es por ello que, en este caso, al igual que el anterior para la deformación de 400 με, se recomienda 0,45 kJ/m² como valor de J_c -integral para la especificación al cumplir esta muestra con el requisito a fatiga para ambas deformaciones o mantener el requerimiento del estado de Louisiana de 0,5 kJ/m² por la cercanía entre ambos valores.

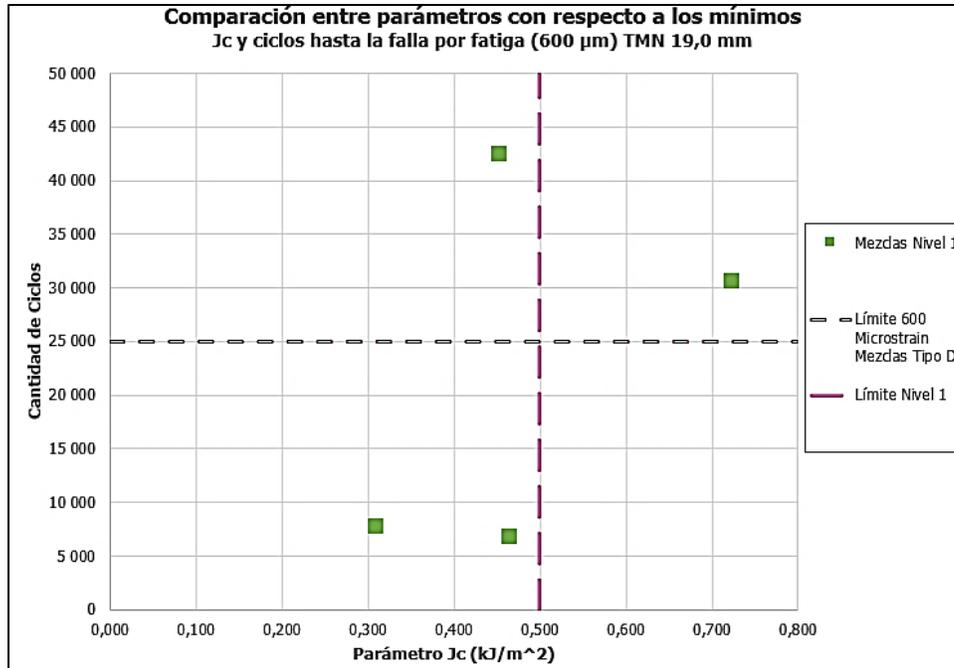


Figura 53. Evaluación de los parámetros mínimos de fatiga y fractura para mezclas de 19,0 mm y 600 $\mu\epsilon$

Finalmente, se emplearon los resultados del análisis de regresión lineal simple para mezclas de 12,5 mm y 400 $\mu\epsilon$ de deformación para calcular cuáles serían los parámetros mínimos tanto del parámetro J_c -integral como para los ciclos mínimos hasta la falla por fatiga, esto se logró utilizando la ecuación (16), obtenida de dicho análisis, con los criterios para fatiga del *CR-2010* y para fractura del estado de Louisiana tal y como se muestra a continuación:

Ecuación del análisis de RLS obtenida:

$$\text{Ciclos}_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 319\,006 * J_{c\text{-integral}}$$

J_c -integral calculado con el criterio de falla del ensayo AASTO T 321 para 400 $\mu\epsilon$ de deformación (*CR-2010*):

$$300\,000 = 319\,006 * J_{c\text{-integral}}$$

$$\frac{300\,000}{319\,006} = J_{c\text{-integral}}$$

$$0,94 \text{ kJ/m}^2 = J_{c\text{-integral}}$$

Ciclos mínimos hasta la falla por fatiga para 400 $\mu\epsilon$ de deformación calculados con el criterio del parámetro J_c -integral para mezclas nivel 1 (*LADOTD*):

$$Ciclos_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 319\,006 * 0,5 \text{ kJ/m}^2$$

$$Ciclos_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 159\,503$$

Ciclos mínimos hasta la falla por fatiga para 400 $\mu\epsilon$ de deformación calculados con el criterio del parámetro J_c -integral para mezclas nivel 2 (LADOTD):

$$Ciclos_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 319\,006 * 0,6 \text{ kJ/m}^2$$

$$Ciclos_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 191\,404$$

Los límites calculados se aprecian en la Figura 54, allí se observa que ninguna de las muestras analizadas cumpliría con el valor del parámetro J_c -integral ($0,94 \text{ kJ/m}^2$) obtenido como límite al emplear el criterio de falla de los 300 000 ciclos del ensayo AASHTO T 321 para $400 \mu\epsilon$ de deformación, este valor es casi el doble al estipulado en las especificaciones del estado de Louisiana para mezclas de nivel 1 por lo que para efectos de recomendación no se tomará en cuenta, esto deja entrever que quizá la búsqueda de otro tipo de relación distinta a la lineal entre las variables estudiadas podría ayudar a aproximar valores límites de J_c más realistas.

Ahora bien, cuando se aplicó el análisis inverso, los ciclos límites para desempeño a fatiga, calculados a partir de los valores requeridos del parámetro J_c -integral, para mezclas nivel 1 y nivel 2 son, respectivamente, 159 503 y 191 404, se observa que estos son sensiblemente más bajos a los requeridos por la legislación costarricense por lo que esto también abre la posibilidad de un replanteo de dichos límites basándose en desempeños observados tanto en campo como en laboratorio. En la Figura 54 se aprecia que con este cambio de límites ahora serían 4 mezclas de nivel 1 en lugar de 1 las que cumplirían con el desempeño a fatiga, mientras que las mezclas de nivel 2 se mantienen por debajo de los ciclos mínimos requeridos.

Es importante aclarar que cualquier cambio en la reglamentación vigente debe ser validado con la observación en campo de los tramos empleados para el estudio, esto para valorar la respuesta a fatiga de los pavimentos fuera del laboratorio. Por otro lado, la baja en los límites calculados para la fatiga también puede ser atribuida al hecho de la presunción de desempeño en las mezclas analizadas, debido a la falta de información en cuanto a su desempeño algunas podrían caer en la categoría de Mezclas Tipo A o Mezclas Tipo B del CR-2010; por lo que estos resultados podrían sugerir, de forma preliminar, el orden de magnitud de una posible especificación a fatiga en este tipo de mezcla que actualmente no poseen ninguna.

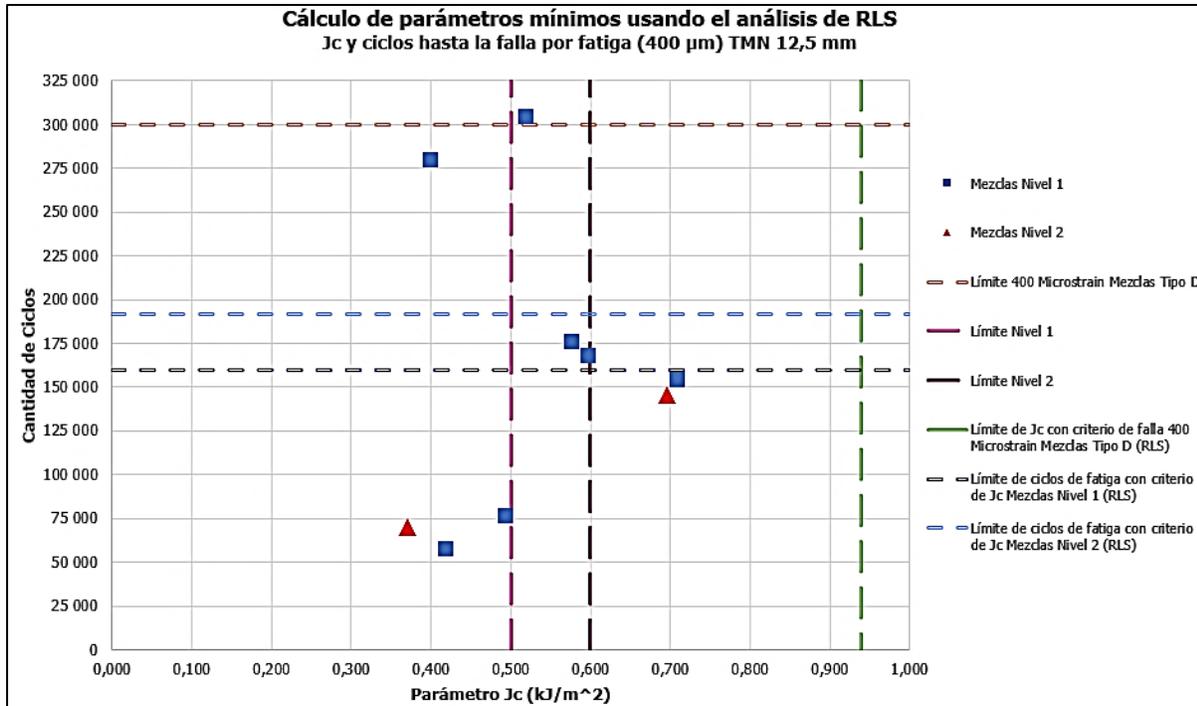


Figura 54. Cálculo de parámetros mínimos empleando el análisis de RLS para mezclas de 12,5 mm y 400 de deformación $\mu\epsilon$

Con base en los análisis anteriores y el tipo de comportamiento estadístico mostrado por el conjunto de datos estudiados es que se decide recomendar, de forma preliminar, un valor de 0,5 kJ/m² como mínimo del parámetro J_c -integral para los concretos asfálticos clasificados como Tipo D por el *CR-2010*, esto tanto para TMN de 12,5 mm y de 19,0 mm. Se decide mantener el valor especificado por el estado de Louisiana debido a que el estudio con el que Louay Mohammad, Minkyum Kim y Harshavardhan Challa llegaron a estos valores contó con condiciones más controladas y un mayor número de datos que para las muestras aquí presentadas y porque además y a pesar de la variabilidad y heterogeneidad de los datos analizados en este proyecto, las mezclas que cumplieron con el criterio mínimo establecido por el *CR-2010* a fatiga mostraron valores mínimos del parámetro J_c -integral cercanos a 0,5 kJ/m²; así mismo, se prefirió emitir la recomendación solo para las mezclas clasificadas como Tipo D debido a que no se contaron con materiales que entraran dentro de la categoría Tipo C en los análisis ejecutados para este proyecto.

7 CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

A continuación, se listan las conclusiones del proyecto:

Sobre la literatura consultada:

- El ensayo semicircular a flexión (SCB) se ha empleado exitosamente desde la década de 1980, para evaluar el desempeño ante el agrietamiento por fatiga de las mezclas asfálticas aplicando una carga tipo monotónica con esfuerzo controlado, en 2016, se publicó la norma ASTM D 8044 que se suma a otros estándares publicados anteriormente.
- Académicos de diversos contextos internacionales demostraron que el parámetro J_C -integral es sensible ante altos contenidos de asfalto, bajos contenidos de vacíos de aire y el uso de algunos polímeros debido a que cambian el comportamiento de los procesos de inicio y propagación de grietas. Entre más alto es su valor, la propagación de grieta será más extensa y por ende, se tendrá una mayor vida a fatiga.
- El modelo del diseño mecanístico empírico *AASHTOWare Pavement ME Design* para la consideración de la vida a fatiga en el diseño de mezclas asfálticas se modificó para incluir el parámetro J_C -integral incorporando el desempeño a la fractura, a partir del diseño volumétrico para así lograr una predicción más adecuada de la vida a fatiga.
- La norma AASHTO MP 46-20 para el diseño balanceado de mezclas asfálticas (BMD) ha incluido como parte de su protocolo el ensayo SCB para predecir el desempeño de las mezclas ante el agrietamiento.
- El Departamentos de Transportes del estado de Louisiana en Estados Unidos definió los valores de especificación del parámetro J_C -integral como resultado de una evaluación de la fractura de las mezclas en laboratorio y del desempeño ante el agrietamiento por fatiga en campo.
- Algunas investigaciones internacionales han señalado la correlación existente entre los resultados del ensayo SCB y el desempeño de las mezclas ante el agrietamiento por fatiga.
- Otros departamentos de transportes de Estados Unidos han iniciado investigaciones para incluir dentro de sus especificaciones la evaluación por desempeño empleando el ensayo SCB debido a las muchas fuentes que lo señalan como una prueba eficaz,

efectiva, sencilla y de bajo costo adecuada para el control de calidad en mezclas asfálticas.

Sobre los resultados de ensayos analizados:

- El valor del parámetro J_C -integral para las muestras analizadas en el proyecto osciló entre (0,370 - 0,722) kJ/m².
- En el caso de las muestras analizadas, el parámetro J_C -integral mostró valores muy similares para ambas metodologías de diseño en mezclas de TMN de 12,5 mm, mientras que en el caso de mezclas de TMN 19,5 mm, la metodología Marshall evidenció resistencias más altas en comparación con las mezclas diseñadas por el método Superpave.
- El comportamiento del parámetro J_C -integral fue directamente proporcional para el contenido de asfalto e inversamente proporcional para el contenido de aire tal cual lo señalan las investigaciones internacionales de referencia en ambos TMN.
- Algunas de las mezclas con polímero mostraron valores del parámetro J_C -integral más altos que las convencionales, sin embargo, esto no aplicó para todos los casos por lo que se debe prestar atención a los métodos de modificación y en general, extender la capacitación sobre el uso de polímeros a los profesionales del sector involucrados en el diseño y la producción de MAC.
- Las otras propiedades volumétricas que mostraron tendencias claras a nivel gráfico sobre el parámetro J_C -integral fueron VMA, VFA, P/A y Flujo, no así en el caso de la Estabilidad Marshall.
- Una vez filtrados los datos analizados, se obtienen coeficientes de determinación (R^2) entre 60 % y 83 % para las correlaciones lineales entre el parámetro J_C -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga (para ambas deformaciones) en los dos TMN de mezcla.
- De los análisis de regresión lineal simple realizados entre el parámetro J_C -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga (en los dos casos de deformación) para ambos TMN de mezcla, solamente la correlación de mezclas de 12,5 mm a 400 μ e de deformación, resultó estadísticamente válida; en los otros casos, los modelos no tuvieron significancia estadística a pesar de las correlaciones mostradas.
- Mediante otro tipo de correlaciones distintas a la lineal se logran establecer valores de coeficiente de determinación R^2 más altos -en algunos casos- entre el parámetro J_C -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga.

- Los análisis de regresión lineal múltiple entre el parámetro J_C -integral y las características volumétricas de contenido de asfalto, contenido de vacíos de aire y presencia de polímero para ambos TMN de mezcla determinan que el modelo para mezclas de 12,5 mm no tuvo significancia estadística y para las mezclas de 19,0 mm no se pudieron hacer las validaciones respectivas debido a la poca cantidad de datos disponibles.
- Ambos modelos de regresión lineal múltiple mostraron coeficientes acordes al comportamiento ejemplificado en las gráficas del parámetro J_C -integral en función de las características volumétricas.
- No se detectaron diferencias estadísticas entre ambos TMN de mezcla para el desempeño a fractura en función de la presencia o ausencia de polímero.
- Solo dos de las muestras analizadas (una de 12,5 mm y otra de 19,0 mm) cumplieron tanto el criterio de fatiga como el de fractura establecido en las especificaciones del *CR-2010* y del LADOTD respectivamente.
- Las mezclas que cumplieron el criterio de fatiga del *CR-2010* mostraron valores del parámetro J_C -integral mínimos cercanos a $0,5 \text{ kJ/m}^2$, acordes a la especificación de Louisiana.
- Solo dos de las muestras analizadas (una de 12,5 mm y otra de 19,0 mm) cumplieron con el criterio de fatiga establecido por el *CR-2010* para ambos valores de deformación.
- La ecuación del análisis de regresión lineal simple en mezclas de 12,5 mm y $400 \mu\text{e}$ de deformación arrojó un valor muy por encima de la especificación de Louisiana para el parámetro J_C -integral con el criterio de fatiga del *CR-2010*. Sin embargo, se obtienen valores más bajos para los ciclos fatiga asociados con el criterio de fractura de la especificación de Louisiana, por lo que no fueron tomados para la propuesta de especificación del parámetro J_C -integral.
- Los valores más bajos para la especificación de fatiga se pueden atribuir a la presunción de desempeño realizado para todas las muestras en análisis, si algunas mezclas en realidad se clasifican como Tipo A o Tipo B según el *CR-2010* entonces estos valores podrían significar el orden de magnitud preliminar de una posible especificación a fatiga para este tipo de mezclas.
- Los valores recomendados y datos sobre el comportamiento del parámetro J_C -integral de acuerdo con las características de las mezclas asfálticas analizadas en el proyecto se

presentan como una referencia inicial y están sujetos a cambios por futuras investigaciones debido a la poca cantidad de datos, la variabilidad y la heterogeneidad entre los materiales estudiados para el presente proyecto.

7.2 Recomendaciones

A continuación, se listan las recomendaciones del proyecto:

- Para mezclas clasificadas por el *CR-2010* como tipo D, tanto con TMN de 12,5 mm como de 19,0 mm, se recomienda adicionar dentro de las especificaciones nacionales de control de calidad de MAC una propiedad que evalúe el desempeño a fractura que permita concluir con relación al agrietamiento por fatiga mediante el parámetro J_C -integral con un valor mínimo de especificación de 0,5 kJ/m².
- En caso de generarse la especificación, se debe capacitar a los distintos actores del sector vial costarricense en el uso y aplicación del ensayo SCB para el control de calidad de mezclas asfálticas.
- Adaptar, a nivel nacional, la metodología de investigación del estado Lousiana presentada en este documento al contexto costarricense para así poder definir especificaciones del parámetro J_C -integral basadas en el comportamiento de las mezclas asfálticas ante la fractura en laboratorio y el desempeño por agrietamiento a fatiga medido en campo empleando para este fin los datos de la evaluación de la Red Vial Nacional generados por el LanammeUCR.
- Llevar a cabo proyectos de investigación en donde se estudie la sensibilidad del parámetro J_C -integral ante las características de formulación volumétrica para todas las metodologías de diseño empleadas en Costa Rica. Para ello se sugiere emplear un enfoque que evalúe cada propiedad por separado y luego la interacción entre estas.
- Realizar investigaciones en las que se explore qué tipo de correlación se ajusta mejor a las variables del parámetro J_C -integral del ensayo SCB y los ciclos hasta la falla por fatiga para ambas u otras deformaciones o esfuerzo constante de la prueba AASHTO T 321, esto con el fin de tener una alternativa para la definición de especificaciones del parámetro J_C -integral como un método indirecto para la evaluación de fatiga en mezclas asfálticas para el control de calidad.
- Prestar una especial atención a las características de contenido de asfalto, contenido vacíos de aire y la presencia de polímero, así como sus propiedades a la hora de estudiar la fractura en MAC mediante el ensayo SCB ya que fueron las características que

mostraron mayor incidencia en el comportamiento del parámetro J_C -integral según la bibliografía de referencia y las muestras analizadas en el proyecto.

- Las investigaciones recomendadas para continuar con el estudio del tema deben ser robustas con el fin de abarcar los distintos tipos de concreto asfáltico que se emplean en las rutas nacionales y municipales, es decir, se deben valorar tantos cambios en las características del diseño de mezcla como sean posibles para estudiar su efecto en el parámetro J_C -integral.
- Las investigaciones recomendadas también deben procurar experimentos en condiciones y variables controladas con el fin de reducir la variabilidad estadística.
- Revisar las especificaciones actuales del *CR-2010* en cuanto a la evaluación de las mezclas asfálticas para el desempeño ante el agrietamiento por fatiga para corroborar su vigencia en los materiales actualmente diseñados y producidos por las empresas del sector vial costarricense.

8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acosta, E., Fonseca, F., e Hidalgo, A.E. (2018). *Evaluación de la calidad de los materiales y los procesos constructivos Proyecto: Estudios previos, diseño y construcción de la Ruta Nacional N° 257 – Acceso a la Terminal de Contenedores de Moín*. Informe LM-PI-AT-024-17, LanammeUCR, San José, Costa Rica.
- Alfaro, M.J., Flores, J.M., y Martínez, C.A. (2016). *Estudio comparativo de las leyes de fatiga en mezclas asfálticas convencionales haciendo uso de la viga de fatiga* (trabajo de pregrado). Universidad de El Salvador, San Miguel, El Salvador. Recuperado de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/14152/1/50108275.pdf>
- Aguirre, M.A., Hassan, M.M., Shirzad, S., Mohammad, L.N., y Cooper, S.B. (2017). Performance of Asphalt Rejuvenators in Hot-Mix Asphalt Containing Recycled Asphalt Shingles. *Journal of the Transportation Research Board*, (2633), 108-116. doi: 10.3141/2633-13.
- Arabani, M. y Ferdowsi, B. (2008). IJE Transactions A. *Basics Evaluating the Semi-Circular Bending Test for HMA Mixtures*, 22 (1). 47-58. Recuperado de http://www.ije.ir/article_71758_977f624b30676255bfc093bb31d5e9ce.pdf
- Arrieta, A. (2016). *Comparación de procedimientos de ensayo para determinar la resistencia al agrietamiento por fatiga en mezclas asfálticas en caliente* (trabajo de pregrado). Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- AASHTO. (2020). MP 46 – 20 Standard Specification for Balanced Mix Design. Washington D.C, EE.UU: AASHTO.
- ASTM. (2016). D8044 – 16 Standard Test Method for Evaluations of Asphalt Mixture Cracking Resistance using the Semi-Circular Bend Test (SCB) at Intermediate Temperatures. doi: 10.1520/D8044-16.
- Baaj, H., y Di Benedetto, H. (2005). Effect of Binder Characteristics on Fatigue of Asphalt Pavement Using an Intrinsic Damage Approach. *Road Materials and Pavement Design*, 6 (2), 147-174.
- Barman, M., Arshadi, A., Ghabchi, R., Singh, D., Zaman, M., y Commuri, S. (2016). *Recommended Fatigue Test for Oklahoma Department of Transportation*. Oklahoma: Oklahoma Department of Transportation.

- Barman, M., Ghabchi, R., Singh, D., Zaman, M., y Commuri, S. (2018). An alternative analysis of indirect tensile test results for evaluating fatigue characteristics of asphalt mixes. *Construction and Building Materials*, 166 (2018), 204-213.
- Benavides, C. (14 de abril de 2017). ¿Por qué Costa Rica prefiere el asfalto para sus carreteras? *Revista Construir América Central y el Caribe*. Recuperado de <https://revistaconstruir.com/materiales-versus-costos-debate-las-carreteras-costa-rica/>
- Bennert, T., Ericson, C., Pezeshki, D., y Corun, R. (2016). Fatigue Performance of Re-Refined Engine Oil Bottom-Modified Asphalt Laboratory Study. *Journal of the Transportation Research Board*, (2574), 1-16. doi: 10.3141/2574-01.
- Birgisson, B., Montepara, A., Romeo, E., Roncella, R., Napier, J.A.L., y Tebaldi, G. (2008). Determination and prediction of crack patterns in hot mix asphalt (HMA) mixtures. *Engineering Fracture Mechanics*, 75 (3), 664-673. Recuperado de <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0013794407000665>
- Braham, A., y Underwood B.S. (2016). *State of the Art and Practice in Fatigue Cracking Evaluation of Asphalt Concrete Pavements An experimental and numerical synthesis from the mid-1990s to 2016*. EE.UU: Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT).
- Cao, W., Mohammad, L.N., Elseifi, M., Cooper, S.B., y Saadeh, S. (2018). Fatigue Performance Prediction of Asphalt Pavement Based on Semicircular Bending Test at Intermediate Temperature. *J. Mater. Civ. Eng*, 30 (9), 2-8. doi: 10.1061/ (ASCE)MT.1943-5533.0002448.
- Carrasco, D.O. (2004). *Estudio comparativo entre mezclas asfálticas en caliente y mezclas asfálticas con emulsiones tibias* (trabajo de pregrado). Universidad de Piura, Piura, Perú. Recuperado de <https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/1342>
- Castaño, F.L., Herrera, J.M., Gómez, J.N., y Reyes, F. (2009). Pavimentos flexibles. Análisis cualitativo del flujo de agua de infiltración para el control del drenaje de una estructura de pavimento flexible en la ciudad de Bogotá D.C. *Infraestructura Vial*, (22), 20-25.
- Chen, C. (2020). *Validation of Cracking Tests for Field Top-down Cracking Performance* (PhD degree project). Auburn University, Auburn, Alabama.

- Chong, K.P., y Kuruppu, M.D. (1984). New specimen for fracture toughness determination for rock and other materials. *International Journal of Fracture*, 26 (2), R59-R62. doi: <https://doi.org/10.1007/BF01157555>.
- Cooper, S.B., Mohammad, L.N., Kabir, S., y King, W. (2014). Balanced Asphalt Mixture Design Through Specification Modification Louisiana's Experience. *Journal of the Transportation Research Center*, (2447), 92-100. doi: 10.3141/2447-10.
- Coto, J.D. (2016). *Comparación de las estructuras de pavimento rígido y flexible por medio de un análisis de ciclo de vida, enfocado a carreteras de tránsito pesado* (trabajo de pregrado). Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- De la Fuente, A. (2007). *Diseño de una mezcla asfáltica de alto rendimiento para baches superficiales y profundos: Tramo carretero Villahermosa – Teapa* (trabajo de pregrado). Universidad de las Américas Puebla, Puebla, México. Recuperado de http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/de_l_a/portada.html
- Elizondo, F., Salazar, J., y Villegas, E. (2010). Caracterización de asfaltos modificados con diferentes aditivos. *Ingeniería*, 20 (1 y 2), 81-92.
- Flores, M., Delgado, H., Garnica, P. y García, E. (s.f.). *Determinación de la resistencia a la fatiga en mezclas asfálticas*. Recuperado de http://www.amaac.org.mx/archivos/eventos/8cma_2013/mezclas_asfalticas/mezclas05.pdf
- García, J. y Hansen, K. (2001). *HMA Pavement Mix Type Selection Guide*. Federal Highway Administration.
- Goswami, I. (2015). *Civil Engineering All in One PE Exam Guide: Breadth and Depth, Third Edition*. ISBN: 9780071821957. Recuperado de <https://www-accessengineeringlibrary-com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/content/book/9780071821957>
- González, J.L. (2004). *Mecánica de la fractura*. Recuperado de https://books.google.co.cr/books?id=_LdyfvGgFTcC&printsec=frontcover&dq=Mec%C3%A1nica+de+la+fractura&hl=es&sa=X&ved=2ahUKewj6mdPm29DqAhVGMt8KHVxXB_oQ6AEwAXoECAMQAg#v=onepage&q=Mec%C3%A1nica%20de%20la%20fractura&f=false
- Guerrero, S., Herra, L.D., Loría, L.G., Salas, M., Sequeira, W., y Zúñiga, A. *Aplicación de riego de liga. Guía para Inspectores*. LanammeUCR, San José, Costa Rica.

- Hakimelahi, Hamed. (2013). *Investigation of Fracture Properties of California Asphalt Concrete Mixtures* (master's degree project). California State University, Long Beach, California.
- Harvey, T.J., Deacon, J.A., Tsai, B.W., y Monismith, C.L. (1995). *Fatigue Performance of Asphalt Concrete Mixes and its Relationships to Asphalt Concrete Pavement Performance in California*. Rep. RTA-65W 485-2, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, C.A.
- Hernández, H., y Espejo, E. (2002). *Mecánica de fractura y análisis de falla*. Recuperado de https://books.google.co.cr/books?id=4thN1y4un2UC&printsec=frontcover&dq=Mec%C3%A1nica+de+la+fractura&hl=es&sa=X&ved=2ahUKEwj6mdPm29DqAhVGMt8KHVxXB_oQ6AEwAHoECAQQAg#v=onepage&q=Mec%C3%A1nica%20de%20la%20fractura&f=false
- Huang, B., Shu, X., y Zuo, G. (2005). Evaluation of semicircular bending test for determining tensile strength and stiffness modulus of asphalt mixtures. *Journal of Testing and Evaluation*, 37(2), 664-673. Recuperado de https://www.astm.org/DIGITAL_LIBRARY/JOURNALS/TESTEVAL/PAGES/JTE102064.htm
- Kim, M., Mohammad, L.N. y Elseifi, M.A. (2012). Characterization of Fracture Properties of Asphalt Mixtures as Measured by Semicircular Bend Test and Indirect Tension Test. *Journal of the Transportation Research Board*, 2296 (2012), 115-124. doi: 10.3141/2296-12
- Kraemer et al. (2004). *Ingeniería de Carreteras*. 2º ed. España: McGraw Hill.
- Kumar, P. (2009). *Elements of Fracture Mechanics*. ISBN: 9780070656963. Recuperado de <https://www-accessengineeringlibrary-com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/content/book/9780070656963/chapter/chapter1#/c9780070656963ch01lev1sec05>
- Kutz, M. (2011). *Handbook of Transportation Engineering Volume II: Applications and Technologies*. ISBN: 9780071614771. Recuperado de <https://www-accessengineeringlibrary-com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/content/book/9780071614771/chapter/chapter11?implicit-login=true#ch11lev1sec01>
- Lee, L.S., y Estrada, H. (2020). *Materials for Civil Engineering: Properties and Application in Infrastructure*. ISBN: 9781259862618. Recuperado de [https://www-accessengineeringlibrary-com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/content/book/9781259862618](https://www-accessengineeringlibrary-com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/content/book/9781259862618/chapter/chapter1#/c9781259862618ch01lev1sec01)

com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/content/book/9781259862618/chapter/chapter4#/c9781259862618ch04lev1sec04

Limón, P., Pérez, F., Pérez, M.L., Jiménez, J., y Villalobos, J.L. (Agosto, 2017). *El ensayo "8TD": Nueva metodología para medir la energía de fractura en mezclas asfálticas*. Trabajo presentado en Expo Asfalto – 2017 del Congreso Mexicano de Asfalto, Cancún, México. Recuperado de http://www.amaac.org.mx/archivos/1_el_ensayo_8td_nueva_metodologia_para_medir_energia_de_fractura_plc.pdf

Loría, L.G., Arce, M., Elizondo, F. y Aguiar, J.P. *Determinación de leyes y una especificación costarricense para fatiga de mezclas asfálticas en caliente*. LanammeUCR, San José, Costa Rica. Recuperado de <http://www.lanamme.ucr.ac.cr/sitio-nuevo/images/productos-PITRA/Investigaciones/2004/LM-%20PI%20-%20PV-%20IN-%2017%20C%20%E2%80%93%2002%20Determinacion%20de%20leyes%20y%20una%20especificacion%CC%81n.pdf>

Louisiana Standard Specifications for Roads and Bridges. (2016). 2016 ed.

Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes [CR-2010]. (2010) 2ed.

Maupin, G.W. (1970). *Effect of Particle Shape and Surface Texture on the Fatigue Behavior of Asphaltic Concrete*. Presented at the Annual Meeting of the Highway Research Board.

Miranda, R.J. (2010). *Deterioros en pavimentos flexibles y rígidos* (trabajo de pregrado). Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile. Recuperado de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2010/bmfcim672d/doc/bmfcim672d.pdf>

Mohammad, L.N., Kim, M., y Elseifi, M. (2012). Characterization of Asphalt Mixture's Fracture Resistance Using the Semi-Circular Bending (SCB) Test. *RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, (7), 1-10. doi: 10.1007/978-94-007-4566-7_1.

Mohammad, L.N., Kim, M., y Challa, Harshavardhan. (2014). *Development of Performance-based Specifications for Louisiana Asphalt Mixtures*. Louisiana: Louisiana Transportation Research Center, Louisiana State University y Louisiana Department of Transportation and Development.

- Monismith, C.L. (2002). State of the Art: Bituminous Materials Mix Design. En Wayne, K., y Mahboub, K.C., *Asphalt Mix Design and Construction Past, Present and Future* (pp. 1-70), Virginia, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- Morales, C.A. (2012). *Mezclas asfálticas en caliente utilizando asfalto modificado, revisión y propuesta de especificación* (trabajo de pregrado). Universidad San Carlos de Guatemala, Guatemala. Recuperado de <http://www.repositorio.usac.edu.gt/5116/1/Carlos%20Arnoldo%20Morales%20Rosales.pdf>
- Mull, M.A., Stuart, K., y Yehia, A. (2002). Fracture resistance characterization of chemically modified crumb rubber asphalt pavement. *Journal of Materials Science*, 37 (3), 557-556. doi: <https://doi.org/10.1023/A:1013721708572>.
- Murillo, M. (2016). *Evaluación de las propiedades mecánicas de mezclas asfálticas densas con RAP* (trabajo de pregrado). Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- National Cooperative Highway Research Program [NCHRP] (2002). Simple Performance Test for Superpave Mix Design. Washington, Estados Unidos: National Academy Press.
- Padilla, A. (2004). *Análisis de la resistencia a las deformaciones plásticas de mezclas bituminosas de la normativa mexicana mediante el ensayo de pista* (trabajo de pregrado). Universidad Politécnica de Cataluña, Cataluña, España. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/3334>
- Palacios, J.F. (2015). *Estudio comparativo de pruebas de fatiga dinámicas y pruebas de tracción indirecta bajo cargas monotónicas en mezclas asfálticas* (trabajo de pregrado). Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador. Recuperado de <http://192.188.52.94:8080/bitstream/3317/4331/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-133.pdf>
- Paredes, L.A., Reyes, O.J. y Camacho J.F. (2014). Comportamiento de mezclas asfálticas densas a partir del ensayo semicircular simplemente apoyada. *Tecnura*, 18 (41), 103-119. Recuperado de <http://www.scielo.org.co/pdf/tecn/v18n41/v18n41a09.pdf>
- Pérez, F., Valdés, G., Botella, R., Miró, R., y Martínez, A. (2011). Evaluación del proceso de fatiga de mezclas asfálticas mediante un nuevo procedimiento cíclico de barrido de deformaciones. *Revista de la Construcción*, 10 (2), 55-65. doi: 10.4067/S0718-915X2011000200006

- Peurifoy, R.L., Schexnayder, C.J., Schmitt, R.L., y Shapira, A. (2018). *Construction Planning, Equipment, and Methods*. ISBN: 9781260108804. Recuperado de <https://www-accessengineeringlibrary-com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/content/book/9781260108804/toc-chapter/chapter14/section/section3>
- Picado, M., Fonseca, F., Sequeira, W., y Loría, L.G. (2017). *Costo de carreteras en Costa Rica*. LanammeUCR, San José, Costa Rica. Recuperado de https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/831/Costo__carreteras_CR.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Programa Estado de la Nación. (2018). *Informe estado de la nación en desarrollo humano sostenible. Diagnóstico sobre el estado de la infraestructura vial en Costa Rica movilidad de bienes y servicios*. Recuperado de file:///C:/Users/Javi/Downloads/Diagnostico_estado_Infraestructura_vial_Costa%20Rica.pdf
- Raithby, K.D., y Sterling, A.B. (1972). *Some Effects of Loading History on the Performance of Rolled Asphalt*. TRRL-LR 496, Crowthorne, Inglaterra.
- Rivera, S. (2019). *Determinación de la energía de fractura en mortero asfáltico* (trabajo de pregrado). Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Rodríguez, E. (2018). Guía rápida para la modificación de asfalto con polímeros comerciales. *Revista de Infraestructura del Transporte*, 9(4), 1-6.
- Rondón, H.A., y Reyes, F.A. (2015). *Pavimentos. Materiales, construcción y diseño*. Recuperado de https://elibro-net.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/es/ereader/sibdi/70435?as_all=Pavimentos:__Materiales,__construcci%C3%B3n_y__dise%C3%B1o&as_all_op=unaccent__icontains&prev=as
- Rondón, H.A., Reyes, F.A., González. L.A. y Vásquez, S.E. (2012). *Ahuellamiento y fatiga en mezclas asfálticas*. Recuperado de https://elibro-net.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/es/lc/sibdi/titulos/126479/?as_all=Ahuellamiento&as_all_op=unaccent__icontains&prev=as
- Saadeh, S., y Eljairi, O. (2018). Comparison of fracture Properties of Asphalt Concrete in Semicircular Bend Test Using Noncontact Camera and Crosshead Movement. *J. Mater. Civ. Eng*, 30(6), 1-8. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002266.

- Saha, G., y Biligiri, K.P. (2016). Fracture properties of asphalt mixture using semi-circular bending test: A state-of-the art- review and future research. *Construction and Building Materials*, 105(2016), 103-112.
- Saha, G., y Biligiri, K.P. (2018). Comprehensive Fatigue Mechanism of Asphalt Mixtures: Synergistic Study of Crack Initiation and Propagation. *J. Mater. Civ. Eng*, 30(3), 1-11. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002185.
- Salvador, W. (2012). *Análisis del comportamiento a fatiga de las mezclas bituminosas a partir del nuevo procedimiento de ensayo EBADE* (trabajo de posgrado). Universidad Politécnica de Cataluña, Cataluña, España. Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/15802>
- Tang, S. (2014). *Evaluate the Fracture and Fatigue resistances of hot mix asphalt containing high percentage reclaimed pavement (RAP) materials at low and intermediate temperatures* (trabajo de posgrado). Iowa State University, Iowa, Estados Unidos. Recuperado de <https://lib.dr.iastate.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=4789&context=etd>
- Tidoni, J.F. y Delbono, H.L. Primeras experiencias a fatiga sobre mezcla asfáltica, implementando ensayo de la semi probeta. *Tesis de becarios de investigación* (12), 73-76. Recuperado de <https://lemac.frlp.utn.edu.ar/wp-content/uploads/2018/06/LEMaC-BECARIOS2017.pdf>
- Trujillo, M. (2015). *Evaluación de la energía de fractura en mezclas asfálticas con caucho* (trabajo de posgrado). Universidad Nacional Autónoma de México, México. Recuperado de <http://132.248.52.100:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/8416/Tesis.pdf?sequence=1>
- Vargas, A. (2014). *Evaluación de resistencia al agrietamiento por fatiga de mezclas asfálticas mediante el enfoque de energía disipada*. Proyecto LM-PI-UMP-019-R1, LanammeUCR, San José, Costa Rica. Recuperado de <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/134/LM-PI-UMP-019-R1%20%28con%20firmas%29.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- VanFrank, K., VanMilligen, M., y Biel, T. (2017). *Intermediate Temperature Cracking in HMA; Phase I Semi-Circular Bending (SCB) Practicality Evaluation*. Utah: Utah Department of Transportation.

- Wang, L. (2011). *Mechanics of Asphalt: Microstructure and Micromechanics*. ISBN: 9780071498548. Recuperado de <https://www-accessengineeringlibrary-com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/content/book/9780071498548/chapter/chapter7?implicit-login=true#/p2001bd2c9970213002>
- Zamora, L.C. (2011). *Desarrollo de una metodología práctica para realizar gestión de pavimentos flexibles a nivel de red vial municipal a partir de inventarios de condición superficial* (trabajo de grado). Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica. Recuperado de <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/3489/1/33312.pdf>
- Zanni, E. (2008). *Patología de la construcción y restauración de obras de arquitectura*. Recuperado de <https://books.google.co.cr/books?id=5wbqw8YGIC4C&pg=PA158&dq=asfaltos+modificados&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwiJnayLpdLoAhVsUN8KHXAawCS0Q6AEILTAB#v=onepage&q=asfaltos%20modificados&f=false>
- Zúñiga, R. (2015). *Mezcla asfáltica en caliente*. Laboratorio Nacional de Vialidad.

9 APÉNDICES

9.1 Análisis de RLS entre el parámetro J_c -integral y los ciclos hasta la falla por fatiga (todos los datos)

Cuadro A 1. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_c -integral y los ciclos a hasta la falla por fatiga a 400 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm (todos los datos)

Coefficiente de correlación de Pearson (R)			
Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,109	0,781	Muy Baja y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple	
Ecuación	
$\text{Ciclos}_{400 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 76\,742 * J_{c-integral} + 118\,469$	(A 1)

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	0,08	0,781	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Análisis de coeficientes					
Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B_0	118 469	0,82	0,439	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B_1	76 742	0,29	0,781	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Cuadro A 2. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_c -integral y los ciclos a hasta la falla por fatiga a 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 12,5 mm (todos los datos)

Coefficiente de correlación de Pearson (R)			
Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,029	0,940	Muy Baja y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple	
Ecuación	

$$\text{Ciclos}_{600 \mu\text{e}} \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm} = 2\,114 * J_{c\text{-integral}} + 15\,667 \quad (\text{A } 2)$$

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	0,01	0,940	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0
Análisis de coeficientes					
Término	Coeficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B_0	15 667	1,06	0,326	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B_1	2 114	0,08	0,940	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Cuadro A 3. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro $J_{c\text{-integral}}$ y los ciclos a hasta la falla por fatiga a $400 \mu\text{e}$ para mezclas de $19,0 \text{ mm}$ (todos los datos)

Coefficiente de correlación de Pearson (R)			
Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,033	0,967	Muy Baja y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple					
Ecuación					
$\text{Ciclos}_{600 \mu\text{e}} \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm} = 70\,757 * J_{c\text{-integral}} + 282\,277 \quad (\text{A } 3)$					
Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	0,00	0,967	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0
Análisis de coeficientes					
Término	Coeficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B_0	282 277	0,37	0,747	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B_1	70 757	0,05	0,967	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Cuadro A 4. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_c -integral y los ciclos a hasta la falla por fatiga a 600 $\mu\epsilon$ para mezclas de 19,0 mm (todos los datos)

Coefficiente de correlación de Pearson (R)

Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,466	0,534	Baja y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple

Ecuación

$$\text{Ciclos}_{600 \mu\epsilon \text{ mezclas } 12,5 \text{ mm}} = 47\,662 * J_{c\text{-integral}} + 1\,276 \quad (\text{A } 4)$$

Análisis de varianza

Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	0,56	0,534	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Análisis de coeficientes

Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B_0	1 276	-0,04	0,972	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B_1	47 662	0,75	0,534	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

9.2 Análisis de RLS mezclas de 12,5 mm y 400 µe (datos filtrados)

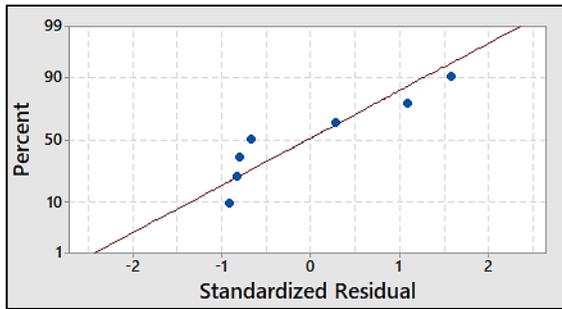


Figura A 1. Gráfico de probabilidad normal

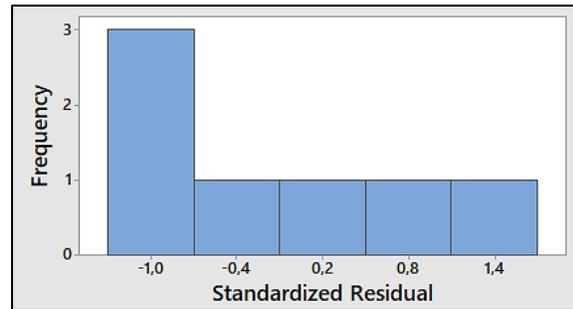


Figura A 2. Histograma de normalidad

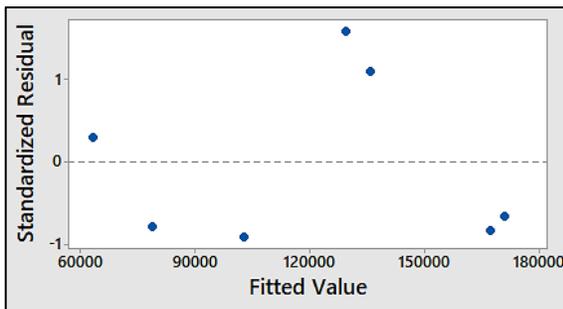


Figura A 3. Gráfico de residuales estandarizados contra el valor estimado

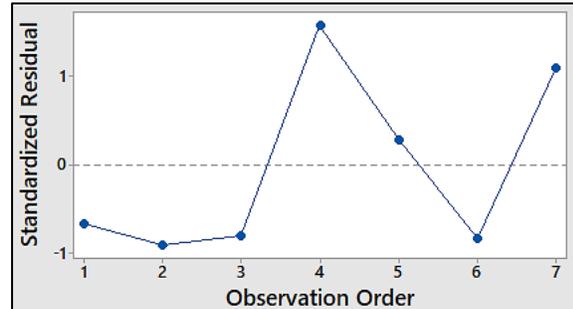


Figura A 4. Gráfico de residuales estandarizados contra el número de observación

9.3 Análisis de RLM

9.3.1 Análisis de RLS para las propiedades volumétricas de las mezclas de 12,5 mm

Cuadro A 5. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_c -integral y el contenido de asfalto para mezclas de 12,5 mm (todos los datos)

Coefficiente de correlación de Pearson (R)

Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,227	0,477	Muy Baja y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple

Ecuación

$$J_{c-integral} = 0,063 * \text{Contenido de asfalto} + 0,143 \quad (A 5)$$

Análisis de varianza

Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
---------	--------------------	---------------	---------	-----------	------------

Regresión	1	0,54	0,477	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0
Análisis de coeficientes					
Término	Coeficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B ₀	0,143	0,29	0,780	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B ₁	0,063	0,74	0,477	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Cuadro A 6. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_c -integral y el contenido de asfalto para mezclas de 12,5 mm (valor extremo eliminado)

Coeficiente de correlación de Pearson (R)

Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,274	0,415	Muy Baja y Directa	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple

Ecuación

$$J_{c-integral} = 0,103 * \text{Contenido de asfalto} - 0,099 \quad (\text{A 6})$$

Análisis de varianza

Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	0,73	0,415	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Análisis de coeficientes

Término	Coeficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B ₀	-0,099	-0,14	0,892	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B ₁	0,103	0,85	0,415	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Cuadro A 7. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro J_c -integral y el contenido de aire para mezclas de 12,5 mm

Coefficiente de correlación de Pearson (R)					
Valor	Valor P	Tipo de correlación		Conclusión	
-0,156	0,628	Muy Baja e Inversa		Estadísticamente no válido	

Modelo de regresión lineal simple					
Ecuación					
$J_{c-integral} = 0,014 * \text{Contenido de aire} + 0,569$					(A 7)

Análisis de varianza					
Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	0,25	0,628	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Análisis de coeficientes					
Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B_0	0,569	4,55	0,001	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	Se rechaza H_0
B_1	0,014	-0,50	0,628	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Cuadro A 8. Resultados de la prueba de hipótesis de la diferencia entre medias del parámetro J_c -integral y la presencia de polímero para mezclas de 12,5 mm

Datos			
Término	N	Media del parámetro J_c -integral (kJ/m ²)	Desviación estándar (kJ/m ²)
Mezcla con polímero	4	0,500	0,145
Mezcla sin polímero	8	0,513	0,111

Prueba de hipótesis de diferencia entre medias poblacionales	
Hipótesis	$H_0: \mu_{\text{Mezcla con polímero}} - \mu_{\text{Mezcla sin polímero}} = 0$

Estadístico t	-0,15
Valor P	0,889
GL	4
Conclusión	No se rechaza H ₀

9.3.2 Análisis de RLS para las propiedades volumétricas de las mezclas de 19,0 mm

Cuadro A 9. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro Jc-integral y el contenido de asfalto para mezclas de 19,0 mm

Coefficiente de correlación de Pearson (R)

Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
0,387	0,613	Baja y Positiva	Estadísticamente no válido

Modelo de regresión lineal simple

Ecuación

$$J_{c-integral} = 0,155 * \text{Contenido de asfalto} - 0,37 \quad (\text{A 8})$$

Análisis de varianza

Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	0,35	0,613	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H ₀

Análisis de coeficientes

Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B ₀	-0,37	0,25	0,823	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H ₀
B ₁	0,155	0,59	0,613	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H ₀

Cuadro A 10. Resultados del análisis de RLS entre el parámetro Jc-integral y el contenido de aire para mezclas de 19,0 mm

Coefficiente de correlación de Pearson (R)

Valor	Valor P	Tipo de correlación	Conclusión
-------	---------	---------------------	------------

-0,316	0,684	Baja y Negativa	Estadísticamente no válido
--------	-------	-----------------	----------------------------

Modelo de regresión lineal simple

Ecuación

$$J_{C-integral} = -0,0332 * \text{Contenido de aire} + 0,629 \quad (\text{A } 9)$$

Análisis de varianza

Término	Grados de libertad	Estadístico F	Valor P	Hipótesis	Conclusión
Regresión	1	0,22	0,684	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Análisis de coeficientes

Término	Coefficiente	Estadístico t	Valor P	Hipótesis	Conclusión
B_0	0,629	1,98	0,0187	$H_0: \beta_0 = 0$ $H_1: \beta_0 \neq 0$	No se rechaza H_0
B_1	-0,0332	-0,47	0,684	$H_0: \beta_1 = 0$ $H_1: \beta_1 \neq 0$	No se rechaza H_0

Cuadro A 11. Resultados de la prueba de hipótesis de la diferencia entre medias del parámetro J_C -integral y la presencia de polímero para mezclas de 19,0 mm

Datos

Término	N	Media del parámetro J_C -integral (kJ/m ²)	Desviación estándar (kJ/m ²)
Mezcla con polímero	2	0,588	0,190
Mezcla sin polímero	2	0,387	0,110

Prueba de hipótesis de diferencia entre medias poblacionales

Hipótesis	$H_0: \mu_{\text{Mezcla con polímero}} - \mu_{\text{Mezcla sin polímero}} = 0$
Estadístico t	1,29
Valor P	0,419
GL	1
Conclusión	No se rechaza H_0