



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERA CIVIL – GEOTECNIA

EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS DE CONCRETO ASFÁLTICO
LIGADAS CON EMULSIÓN

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
AIVY JINNETH CUTA SOLER

TUTOR:
DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

Ciudad Universitaria, CD. MX, Enero 2024



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **Dr. Osvaldo Flores Castrellón**
secretario: **Dr. Mario Flores Guzmán**
1 er. Vocal: **Dra. Alexandra Ossa López**
2 do. Vocal: **Dra. Maribel Trujillo Valladolid**
3 er. Vocal: **Dr. Alberto Gaxiola Hernández**

Lugar donde se realizó la tesis:

Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería UNAM

TUTOR DE TESIS:

ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

RESUMEN

La adherencia entre capas asfálticas es un factor fundamental durante el desempeño de los pavimentos. Asumir que la estructura actúa como un todo sobreestima la resistencia de la interfaz entre capas ante los esfuerzos impuestos por los vehículos que circulan en la vía. La adherencia entre capas asfálticas es influenciada por la textura de la superficie de contacto, el tipo de mezcla asfáltica de las capas, la interacción de los agregados, la viscosidad y dosificación del riego de liga, entre otros factores. La resistencia al corte de la interfaz es el parámetro más importante para expresar la eficiencia de la unión entre capas de concreto asfáltico.

En esta investigación, se evalúa la adherencia entre capas de concreto asfáltico mediante la prueba de corte directo del Laboratorio de Caminos de Barcelona (LCB). Para ello se emplearon dos tipos de mezclas asfálticas como capa superior: una mezcla densa tibia y una mezcla de granulometría abierta (OGFC) en caliente. Tres tipos de emulsiones asfálticas catiónicas de rompimiento rápido: Tipo 1 convencional con 65% de cemento asfáltico residual (ECR6590), Tipo 2 modificada con polímero y con 65% de cemento asfáltico residual (ECR65P) y Tipo 3 termo-adherente y con 45% de cemento asfáltico residual (ECR45P). Adicionalmente, tres dosificaciones (0.14, 0.18, 0.25 l/m²) y una prueba de referencia, es decir, una interfaz sin riego de liga. Las dosificaciones seleccionadas abarcan el rango de las recomendaciones de la Asociación Mexicana del Asfalto A.C y el Instituto del Asfalto sobre riego de liga.

Los resultados mostraron que la presencia del riego de liga incrementa la adherencia entre las capas de concreto asfáltico de un pavimento. Para capas asfálticas construidas con mezclas densas y ligadas con riegos, este incremento llega a ser del 20%, respecto a las capas que no tienen riego de liga, mientras que, en las capas asfálticas construidas con mezclas OGFC como capa de rodadura y ligadas con riegos, el incremento llega a ser mayor al 100%. No obstante, el riego de liga debe ser aplicado en las dosificaciones correctas, ya que una cantidad insuficiente reduce la resistencia, al igual que un exceso de riego facilita el deslizamiento entre capas. Los resultados, además, permitieron observar que no existió una diferencia significativa entre la adherencia entre capas asfálticas, proporcionada por los diferentes tipos de riego de liga utilizados.

Por otra parte, los resultados obtenidos permitieron identificar que la presencia de una capa superior de mayor porosidad (OGFC) en contacto con una de baja porosidad (densa) causa una reducción del 90% en la adherencia entre ambas capas, respecto a la que se presenta cuando se tiene en la capa inferior y superior una mezcla densa. Lo anterior, debido a que en el primer caso el área de contacto entre capas es menor a causa de la distribución granulométrica y el contenido de vacíos de aire de la capa superior.

ABSTRACT

Adherence between asphalt layers is a fundamental factor in pavement performance. Assuming that the structure acts as a whole overestimates the resistance of the interface between layers to the stresses imposed by vehicles on the road. Adherence between asphalt layers is influenced by the texture of the contact surface, the type of asphalt mixture of the layers, the interaction of the aggregates, the viscosity and dosage of the tack coat, among other factors. The shear strength of the interface is the most important parameter to express the efficiency of the bond between asphalt concrete layers.

In this research, the adherence between asphalt concrete layers is evaluated by means of the direct shear test of the Barcelona Road Laboratory (LCB). For this purpose, two types of asphalt mixtures were used as the top layer: a warm dense mix and a hot open granulometry mix (OGFC). Three types of fast-breaking cationic asphalt emulsions were used: Type 1 conventional with 65% residual asphalt cement (ECR6590), Type 2 polymer-modified with 65% residual asphalt cement (ECR65P) and Type 3 thermosetting with 45% residual asphalt cement (ECR45P). In addition, three dosages (0.14, 0.18, 0.25 l/m²) and a reference test, i.e., an interface with no tack coat, were used. The selected dosages cover the range of recommendations of the Mexican Asphalt Association A.C. (AMAAC) and the Asphalt Institute on tack coat.

The results showed that the presence of bond irrigation increases the adherence between the asphalt concrete layers of a pavement. For asphalt layers built with dense mixes and bound with irrigation, this increase is as much as 20%, compared to layers that do not have tack coat, while in asphalt layers built with OGFC mixes as wearing course and bound with tack coat, the increase is more than 100%. However, the tack coat must be applied in the correct dosages, since an insufficient quantity reduces the resistance, just as an excess of tack coat facilitates sliding between layers. The results also showed that there was no significant difference between the adherence between asphalt layers provided by the different types of tack coat.

On the other hand, the results obtained allowed identifying that the presence of a higher porosity top layer (OGFC) in contact with a low porosity top layer (dense) causes a 90% reduction in the adherence between both layers, with respect to that which occurs when a dense mixture is present in the lower and upper layers. This is due to the fact that in the first case the contact area between layers is smaller due to the particle size distribution and the content of air voids in the upper layer.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser mi motivación para seguir día a día y por sus incontables bendiciones recibidas.

A mis padres Angela y Rodrigo, a mi abuela María del Carmen, a mis hermanos Alix y Daniel, y a Ricardo, por su cariño y apoyo incondicional.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por otorgarme la oportunidad de realizar mis estudios de posgrado.

A la Dra. Alexandra Ossa López por aceptarme en su grupo de trabajo, por brindarme su confianza, orientación y apoyo durante la elaboración de esta tesis.

A mis sinodales el Dr. Mario Flores Guzmán, el Dr. Osvaldo Flores Castrellón, el Dr. Alberto Gaxiola Hernández y manera muy especial a la Dra. Maribel Trujillo Valladolid, por el tiempo invertido en la revisión de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencia y Tecnología (CONAHCYT) por la beca otorgada para realizar mis estudios de maestría.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el espacio de trabajo y la beca otorgada para la culminación de esta tesis. De manera muy especial agradezco al laboratorio de Vías Terrestres y su equipo de trabajadores; Sr. Francisco, Joel, Santiago, Alejandro y en particular al Sr. Roberto, los cuales me brindaron su apoyo durante el desarrollo de la investigación.

A la Planta Productora de Mezclas Asfálticas (PPMA), por la donación de la mezcla asfáltica densa para la realización de esta investigación.

A la compañía Ergón Asfaltos México por proporcionarme las emulsiones asfálticas, en especial a la M.I. Rosita Martínez por la asesoría en el uso correcto de las mismas.

A todos mis amigos, compañeros de generación y del Instituto de Ingeniería; Daniela, Octavio, Viviana, Kenia, Daniel, Maribel y Juan Carlos.

CONTENIDO

RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
AGRADECIMIENTOS	v
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABLAS	x
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVO GENERAL	4
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1. ANTECEDENTES	5
1.1. Riego de liga o adherencia	5
1.1.1. Tipos de materiales utilizados como riegos de liga	7
1.2. Efectos en el desempeño del pavimento por mala adherencia entre capas	10
1.3. Factores de influencia en la adherencia entre capas de concreto asfáltico.....	13
1.3.1. Tipo de mezcla y textura superficial de la interfaz	13
1.3.2. Tipo y dosificación del riego de liga.....	19
1.3.3. Tiempo de curado del riego de liga.....	22
1.3.4. Temperatura en la interfaz de las capas asfálticas	24
1.4. Pruebas para evaluar la adhesión entre capas de concreto asfáltico	27
1.5. Prueba de corte Laboratorio de Caminos de Barcelona (LCB).....	30
1.6. Mezclas asfálticas.....	32
1.6.1. Mezclas asfálticas en caliente y tibias	33
1.6.2. Mezclas asfálticas con granulometría densa y abierta	35
2. METODOLOGÍA.....	39
2.1. Introducción	39
2.2. Materiales	40
2.2.1. Agregado pétreo.....	40
2.2.2. Cemento asfáltico.....	43
2.2.3. Emulsión asfáltica.....	44
2.2.4. Agente estabilizador.....	45

2.3.	Granulometría.....	46
2.3.1.	Mezcla asfáltica densa tibia (WMA)	46
2.3.2.	Mezcla abierta tipo Open Graded Friction Course (OGFC).....	47
2.4.	Fabricación de especímenes	47
2.4.1.	Mezcla asfáltica densa tibia (WMA)	48
2.4.2.	Mezcla abierta tipo Open Graded Friction Course (OGFC).....	50
2.4.3.	Compactación de especímenes	52
2.5.	Prueba de corte LCB	55
3.	PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	58
3.1.	Influencia del tipo y dosificación del riego de liga	62
3.1.1.	C1. Densa - Densa.....	62
3.1.2.	C2. Abierta – Densa.....	68
3.2.	Influencia de la granulometría de la mezcla asfáltica superior	74
4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	76
4.1.	Conclusiones	76
4.2.	Recomendaciones.....	77
	REFERENCIAS.....	78

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1. Perfil de deformación horizontal en una estructura de pavimento a) Adherida b) Sin adherencia. [4]</i>	2
<i>Figura 2. Instalación de riego de liga [16].</i>	5
<i>Figura 3. Analogía con la capacidad de carga de una viga., (a) homogénea y (b) multicapa [30]</i>	10
<i>Figura 4. Deterioros del pavimento (a) grietas parabólicas (b) desprendimientos o baches [32,33]</i>	11
<i>Figura 5. Distribución de la deformación respecto a la profundidad [34].</i>	12
<i>Figura 6. Distribución de vacíos de aire en un espécimen. [41].</i>	15
<i>Figura 7. Tres tipos de superficie de capa intermedia: (a) HMA-HMA, (b) OGFC-HMA y (c) OGFC-SMA. [39].</i>	16
<i>Figura 8. Resultados de la resistencia al corte en función de la tasa de aplicación del ligante. Modificado de Song et al. (2017) [42].</i>	17
<i>Figura 9. Esquema de las combinaciones de especímenes de prueba. [46].</i>	18
<i>Figura 10. Comparación del enlace de dos tipos de especímenes de prueba [46].</i>	19
<i>Figura 11. Falla prematura con grietas en forma de medialuna un día después de abrirse al tránsito. [50].</i>	21
<i>Figura 12. Rompimiento de emulsión asfáltica [16]</i>	22
<i>Figura 13. Efecto del tiempo de curado sobre la resistencia al corte de la interfaz [39].</i>	23
<i>Figura 14. Efecto del tiempo de curado en la resistencia al corte de la interfaz. [43].</i>	24
<i>Figura 15. Efecto de la temperatura y la carga normal en la resistencia al corte de la interfaz. [56].</i>	25
<i>Figura 16. Resistencia al corte de diferentes riegos de liga en función de la temperatura de la prueba. [12].</i>	26
<i>Figura 17. Resistencia al corte frente a la temperatura. [59].</i>	27
<i>Figura 18. Molde de corte acoplado al equipo Superpave Shear Tester [47].</i>	28
<i>Figura 19. Dispositivo NCAT [56].</i>	29
<i>Figura 20. Dispositivo LISST [3].</i>	30
<i>Figura 21. Dispositivo LCB. [13].</i>	31
<i>Figura 22. Mezcla asfáltica de granulometría densa</i>	36
<i>Figura 23. Mezcla asfáltica de granulometría OGFC.</i>	37
<i>Figura 24. Fibra de celulosa [68]</i>	38
<i>Figura 25. Diagrama de la metodología de la investigación</i>	39
<i>Figura 26. Determinación del contenido de cemento asfáltico de la mezcla por el método de ignición. ..</i>	41
<i>Figura 27. Agregado pétreo mezcla asfáltica densa.</i>	41
<i>Figura 28. Agregado pétreo mezcla asfáltica OGFC.</i>	42
<i>Figura 29. Reómetro de corte dinámico (DSR)</i>	43
<i>Figura 30. Emulsiones asfálticas empleadas en la investigación.</i>	44
<i>Figura 31. Fibra de celulosa.</i>	46
<i>Figura 32. Curva granulométrica mezcla asfáltica densa.</i>	46
<i>Figura 33. Curva granulométrica mezcla asfáltica OGFC.</i>	47
<i>Figura 34. Variables utilizadas en el plan experimental.</i>	48
<i>Figura 35. Determinación de la densidad máxima teórica en mezclas asfálticas – Mezcla asfáltica densa.</i>	49

<i>Figura 36. Determinación de la densidad máxima teórica en mezclas asfálticas 2da parte – Mezcla asfáltica densa.</i>	49
<i>Figura 37. Determinación de la densidad específica bruta en mezclas asfálticas compactadas – Mezcla asfáltica densa.</i>	50
<i>Figura 38. Proceso de mezclado – OGFC.</i>	51
<i>Figura 39. Determinación de la densidad máxima teórica en mezclas asfálticas – Mezcla asfáltica OGFC</i>	51
<i>Figura 40. Determinación de la densidad específica bruta en mezclas asfálticas compactadas – Mezcla asfáltica OGFC.</i>	52
<i>Figura 41. Proceso de compactación de placas, compactador de rodillo.</i>	53
<i>Figura 42. Aplicación de emulsión asfáltica.</i>	54
<i>Figura 43. a) C. Densa – Densa, b) C2 Abierta - Densa.</i>	54
<i>Figura 44. Extracción de núcleos C1 y C2.</i>	55
<i>Figura 45. Acondicionamiento de especímenes de prueba. a) C1 Densa – Densa, b) C2 Abierta - Densa</i>	55
<i>Figura 46. Prueba de corte Laboratorio de Caminos de Barcelona LCB.</i>	56
<i>Figura 47. Espécimen fallado a corte.</i>	57
<i>Figura 48. Resultados de carga-desplazamiento de la prueba LCB.</i>	57
<i>Figura 49. Sistemas bi-capa de concreto asfáltico C1 y C2.</i>	58
<i>Figura 50. Curvas carga - desplazamiento C1 Densa – Densa</i>	59
<i>Figura 51. Curvas carga - desplazamiento C2 Abierta - Densa</i>	60
<i>Figura 53. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR6590 – C1 Densa – Densa.</i>	63
<i>Figura 54. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR65P – C1 Densa – Densa</i>	64
<i>Figura 55. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR45P – C1 Densa – Densa</i>	65
<i>Figura 56. Resistencia al corte promedio de todas las emulsiones – C1 Densa – Densa</i>	67
<i>Figura 57. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR6590 – C2 Abierta – Densa</i>	69
<i>Figura 58. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR65P – C2 Abierta – Densa.</i>	70
<i>Figura 59. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR45P – C2 Abierta – Densa.</i>	72
<i>Figura 60. Resistencia al corte promedio de todas las emulsiones – C2 Abierta – Densa</i>	73
<i>Figura 61. Valores medios de resistencia al esfuerzo cortante para los conjuntos C1 y C2</i>	74
<i>Figura 62. Áreas de no contacto en la interfaz. a) OGFC b) Densa.</i>	75

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1. Especificaciones de resistencia media mínima al corte para diversos países.....</i>	<i>7</i>
<i>Tabla 2. Dosificación de cemento asfáltico residual.....</i>	<i>19</i>
<i>Tabla 3. Parámetros de clasificaciones de mezclas asfálticas.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 4. Requisitos granulométricos del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa para cualquier valor de tránsito esperado.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 5. Requisitos de calidad del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa para cualquier valor de tránsito esperado.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 6. Requisitos granulométricos del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría abierta.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 7. Requisitos de calidad del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría abierta.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 8. Especificaciones del agregado pétreo de la mezcla asfáltica densa.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 9. Especificaciones para pruebas de consenso de agregado pétreo de la mezcla asfáltica OGFC.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 10. Grado PG cementos asfálticos utilizados durante la investigación.....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 11. Caracterización emulsiones asfálticas.....</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 12. Dosificación de emulsión aplicada en laboratorio.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 13. Características de calidad de la fibra celulosa.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 14. Características de la mezcla asfáltica densa.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 15. Características de la mezcla asfáltica OGFC.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 16. Secuencia de pasos del compactador.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 17. Resistencia al corte - emulsión ECR6590 - C1 Densa - Densa.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 18. Resistencia al corte promedio emulsión ECR65P - C1 Densa - Densa.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 19. Resistencia al corte promedio emulsión ECR45P - C1. Densa - Densa.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabla 20. Rango óptimo de dosificación de cemento asfáltico residual - C1. Densa - Densa.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 21. Resistencia al corte promedio emulsión ECR6590 - C2 Abierta - Densa.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 22. Resistencia al corte promedio emulsión ECR65P – C2 Abierta – Densa.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 23. Resistencia al corte promedio emulsión ECR45P - C2 Abierta - Densa.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 24. Rango óptimo de dosificación de cemento asfáltico residual - C2 Abierta - Densa.....</i>	<i>73</i>

INTRODUCCIÓN

La estructura de un pavimento flexible está compuesta por capas granulares: la base y la subbase; y por la carpeta asfáltica, esta última es la que recibe directamente las solicitaciones del nivel de tránsito y, por tanto, en ocasiones su espesor se construye en dos partes, la capa de rodadura y la capa asfáltica intermedia o de soporte, las cuales están unidas por un riego de liga. La capa de rodadura tiene el objetivo de proporcionar una superficie uniforme, bien drenada, resistente al derrapamiento, cómoda y segura; usualmente se construye en espesores menores de 4 cm y se considera que no tiene aporte estructural. En México, las mezclas de granulometría abierta (OGFC) y el asfalto *Stone Mastic Asphalt* (SMA) son las más utilizadas como capas de rodadura [1]. Mientras que la capa de soporte, encargada de asumir la mayor parte de los esfuerzos y las deformaciones, se fabrica con mezclas densas (en caliente, tibias o frías) [2].

Esta práctica implica que la adherencia entre capas de concreto asfáltico sea un aspecto crítico que controlar durante la construcción y mantenimiento de pavimentos asfálticos, a causa de que el rendimiento a largo plazo de un sistema de capas está relacionado con la fuerza de unión que se pueda desarrollar entre ellas.

El propósito del riego de liga es mejorar la unión entre las capas de concreto asfáltico, y garantizar que la estructura del pavimento se comporte de forma monolítica, de esta manera generar una correcta distribución de los esfuerzos y las deformaciones, debidas al tránsito [3]. La Figura 1a presenta una estructura de pavimento con las capas asfálticas completamente adheridas, y trabajando como un solo sistema [4]. Por otra parte, cuando la adherencia entre las capas de la carpeta es insuficiente, las capas se comportan de forma independiente y se produce un perfil de deformaciones no uniforme, como se muestra en la Figura 1b; lo que causa una reducción de la vida a la fatiga de los pavimentos asfálticos, ya que las deformaciones en la parte inferior de la capa desprendida se incrementan, por ende, se aumenta la tendencia a deterioros como agrietamientos, deslizamientos y/o desprendimientos [4].

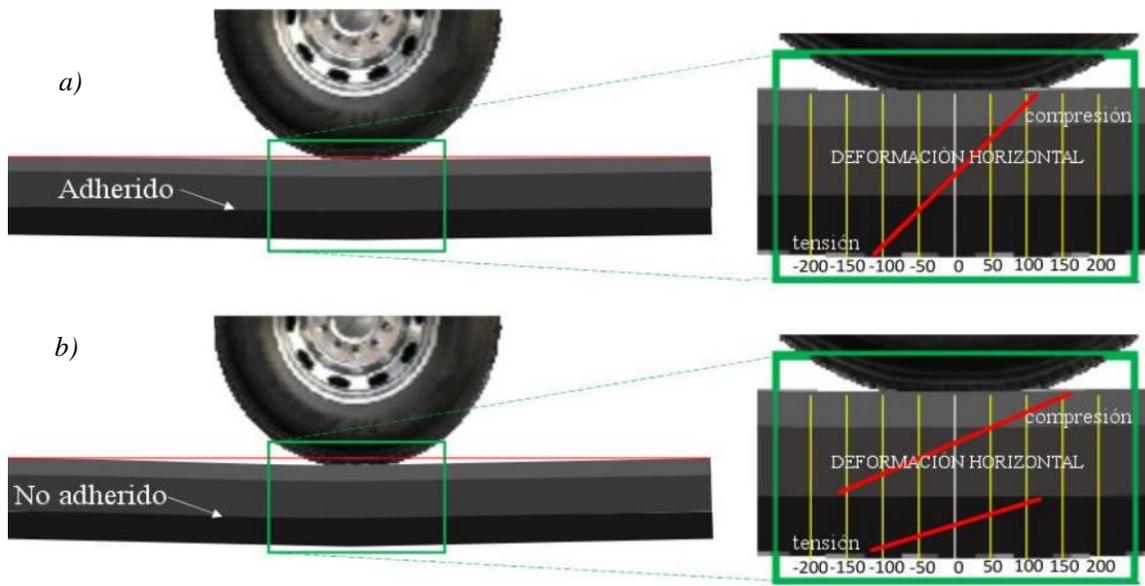


Figura 1. Perfil de deformación horizontal en una estructura de pavimento a) Adherida b) Sin adherencia. [4]

Varias investigaciones se han realizado buscando conocer el comportamiento de la adherencia entre capas asfálticas en los pavimentos a lo largo de los años. Los investigadores King y May (2003), mediante el modelado de una estructura de pavimento, informaron que con solo un 10% de pérdida de adherencia, se esperaría una reducción del 50% en la vida útil a la fatiga [5, 6]. De la misma manera, Roffe y Chaignon (2002), mostraron que la vida útil del pavimento se redujo de 20 años a entre 7 a 8 años, debido a la falta de adherencia entre las capas [7].

Otros investigadores, como Willis y Timm (2006), por medio de la construcción de pistas de prueba, afirmaron que se presentaron fallas por fatiga temprana, las cuales fueron atribuidas a la incapacidad del pavimento para comportarse como una estructura monolítica, luego de que se produce una desunión entre las capas asfálticas [8]. Además de reducir la capacidad de carga, esta desunión entre capas asfálticas resulta en una disminución en la calidad de servicio de la carretera. Esto impacta la seguridad de los usuarios y genera un aumento en los costos de operación vehicular. De acuerdo con el Instituto Mexicano del Transporte, si el estado superficial del pavimento pasa de un estado “óptimo” a otro calificado como “malo”, el costo de operación por kilómetro recorrido puede aumentar de 35 a 40% [9]. Por lo tanto, resulta crucial evaluar la adherencia entre las capas de concreto asfáltico. Esta adherencia varía en función del tipo de mezcla de las capas superior e inferior, la textura superficial de la interfaz, el tipo y la dosificación del riego de liga, el tiempo de curado y la temperatura de la interfaz, entre otros factores.

El tipo de riego de liga de mayor uso a nivel mundial es la emulsión asfáltica, la cual se clasifica en aniónica y catiónica, de rompimiento lento, medio y rápido. La dosificación de un riego de liga depende de las condiciones de la superficie, que pueden ser concreto asfáltico nuevo, concreto asfáltico existente, superficie fresada, superficie sucia y pavimento rígido [3, 10]. La superficie

fresada es común en los proyectos de mantenimiento y rehabilitación de pavimentos, y en este caso, los riegos de liga no solo proporcionan la fuerza de unión de las capas, sino que también entrelazan los agregados [11].

Bajo las cargas del tránsito, se pueden observar dos modos de falla en la interfaz de las capas asfálticas: falla por corte y falla por tensión. En consecuencia, en laboratorio para caracterizar las fuerzas de unión de la interfaz de las capas, se utilizan a menudo, dos tipos de prueba, corte y tensión [3]. En Iberoamérica, el método de mayor uso para la evaluación de la adherencia entre capas de concreto asfáltico es la prueba de corte directo. Entre las diferentes pruebas de corte directo, destaca la prueba del Laboratorio de Caminos de Barcelona (LCB), la cual, se adapta mejor a los equipos estándar de aplicación de carga respecto a las otras pruebas. Además, utiliza un dispositivo de fácil fabricación, que consiste en una mordaza cilíndrica desmontable de dos mitades, que permite medir de manera sencilla la resistencia a los esfuerzos tangenciales, causados por una fuerza de corte aplicada a la interfaz de dos capas de concreto asfáltico. Adicionalmente, es una prueba que se encuentra estandarizada mediante la norma NLT-382/08; y cuenta con una recomendación de resistencia media mínima al corte, 0.6 MPa, establecida en el artículo 531 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (PG-3) del Gobierno de España [12, 13, 14].

En México, a medida que se ha incrementado el desarrollo de la red carretera, se ha vuelto crucial mejorar las técnicas de construcción para garantizar la durabilidad y la seguridad de estas. La aplicación de los riegos de liga se ha convertido en una parte esencial de estas técnicas. Sin embargo, no se cuenta con una normativa que establezca un tipo de prueba específica para evaluar la adherencia mediante la resistencia al corte en la interfaz. Además, no se establece un valor mínimo de la resistencia al corte para los testigos extraídos de las vías en construcción, rehabilitación y/o mantenimiento.

Por lo cual, esta investigación se centra en determinar valores de resistencia al corte promedio y los rangos de dosificación óptimos para las emulsiones asfálticas comerciales, usadas actualmente como riegos de liga en México, mediante la prueba de corte directo LCB. Además, con el objetivo de conocer la influencia de la granulometría en el comportamiento de la adherencia entre capas, se utilizaron dos tipos de mezclas: una mezcla tipo *Open Graded Friction Course* (OGFC) y una mezcla densa tibia (WMA). Lo anterior, debido a que la granulometría de las capas influye en la rugosidad de la interfaz de las mezclas asfálticas.

OBJETIVO GENERAL

Evaluar la resistencia al corte en la interfaz de capas de concretos asfálticos de distintas granulometrías, analizando la influencia del tipo y dosificación del riego de liga, mediante la prueba de corte de Laboratorio de Caminos de Barcelona (LCB).

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A continuación, se detallan los objetivos específicos, necesarios para llevar a cabo esta investigación:

- a) Evaluar la adherencia en la interfaz de dos sistemas bi-capa de concreto asfáltico, uno denso-denso y otro abierto-denso, a través de la resistencia al esfuerzo cortante obtenida mediante el ensayo de corte LCB.
- b) Definir el rango de dosificación óptimo de las tres emulsiones asfálticas utilizadas para ligar los sistemas bi-capa.
- c) Verificar que los valores de resistencia al esfuerzo cortante entre capas superan el valor de 0.60 MPa, establecido en el artículo 531 del PG-3, Riegos de Adherencia, de acuerdo con lo establecido por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, España [14].

1. ANTECEDENTES

1.1. Riego de liga o adherencia

El riego de liga se define como un material asfáltico que es aplicado sobre una superficie existente, con el objetivo de brindar una correcta unión entre esta y una nueva capa de concreto asfáltico superpuesta [15]. Esta unión es necesaria para garantizar que las cargas del tránsito aplicadas en la superficie de rodadura sean transmitidas de manera uniforme en toda la estructura del pavimento. De lo contrario, si no se establece una unión adecuada, las fuerzas de corte que se producen en la interfaz aumentarán la tendencia a producir deterioros en el pavimento [3].

Por consiguiente, es necesario garantizar buenas prácticas en la instalación de los riegos de liga, de manera que se obtenga una cobertura uniforme y una dosificación adecuada sobre el área intervenida, tanto en el plano horizontal, como en juntas y cortes verticales [16]. Por lo anterior, los equipos utilizados, salvo en zonas de pequeña extensión o inaccesibles, deben incluir sistemas de control de la dosificación, capaces de crear películas continuas sin heterogeneidades en las dosificaciones y sin discontinuidades en la aplicación [17], asegurando la adherencia en la interfaz y por ende el correcto desempeño global del pavimento. La Figura 2 muestra el proceso de instalación de un riego de liga mediante aspersion.



Figura 2. Instalación de riego de liga [16].

El tipo y dosificación del riego de liga, se debe seleccionar en función de las necesidades concretas de cada proyecto y de las condiciones de aplicación, como el clima predominante del sitio, el proceso de fabricación de la mezcla asfáltica de la capa que se va a instalar (en caliente, tibio o en frío), el nivel de tránsito, el estado de la superficie de la capa de rodadura existente (nueva, fresada, sucia, húmeda), entre otros factores [17]. En el inciso 1.1.1 se habla de los tipos más comunes de riego de liga; sin embargo, es importante resaltar que el contenido de cemento asfáltico, la viscosidad y la velocidad de rotura, son características relevantes para que los riegos de liga

desarrollen por completo sus propiedades adhesivas, y permitan que las capas de concreto asfáltico actúen de manera homogénea.

Para cada sistema de capas existe una dosificación adecuada de riego de liga para servir de puente de unión entre las capas. Una dosificación excesivamente baja no permitirá alcanzar niveles adecuados de adherencia, mientras que una dosificación en exceso provoca planos de deslizamiento entre las capas, debido a que el cemento asfáltico residual actúa como lubricante y no como un adhesivo. Adicionalmente, se puede generar exudación del cemento asfáltico a la superficie del pavimento [18].

Los riegos de liga son comúnmente utilizados en los programas de mantenimiento y rehabilitación de pavimentos asfálticos, específicamente en los que incluyen actividades de bacheo o reemplazo completo de la capa de rodadura. Estas actividades requieren que de manera previa se realicen actividades de fresado de la superficie, por lo cual, un factor relevante para lograr una mayor fuerza de unión de las capas asfálticas es la limpieza y preparación de la superficie sobre la que va a aplicarse el riego [5]. Tomando en cuenta lo anterior, es recomendable el empleo de equipos de barrido y aspiración para evitar la acumulación de residuos que impida la adherencia entre las capas [17].

Una vez aplicado el riego de liga, es importante que se evite el tránsito de vehículos sobre él o limitar al mínimo la circulación de las máquinas de obra (extendedoras, camiones de volteo, etc.), dando tiempo a que se produzca el curado del riego instalado. Esto debido a que la forma más habitual de fallas en la adherencia entre capas sucede cuando parte de la dosificación del riego de liga se pierde adherida a los neumáticos de los equipos de trabajo. Esta circunstancia puede corregirse empleando en la elaboración de los riegos de liga, cementos asfálticos más duros, por tanto, menos susceptibles a la temperatura como es el caso de las emulsiones termoadherentes [17]. Adicionalmente, en la construcción de pavimentos nuevos, también se sugiere el uso de riegos de liga en las capas asfálticas, con el fin de que la unión entre las capas asfálticas permita un mayor tiempo de vida útil, antes de requerirse mantenimientos locales. El Instituto del Asfalto mostró mediante una investigación que el costo de la utilización de las capas de adherencia, en estructuras de pavimento nuevas, representa un 0.1 al 0.2% de los costos totales del proyecto. En comparación, los costos de implementar alguna acción correctiva, derivada de una falla por la falta de adherencia de las capas asfálticas, representarían un aumento entre el 30 y 100% del presupuesto original del proyecto [5].

Un parámetro que permite evaluar la eficiencia de un riego de liga en la unión entre capas de concreto asfáltico es la resistencia al corte de la interfaz. En países como Alemania, Suiza, Reino Unido y España se tienen especificaciones técnicas dirigidas a controlar la calidad de los riegos de adherencia, Tabla 1, estas contienen requisitos referidos a la resistencia al corte de la unión entre las capas de concreto asfáltico, medida sobre testigos extraídos del pavimento en campo o especímenes de laboratorio [19].

Tabla 1. Especificaciones de resistencia media mínima al corte para diversos países

País	Resistencia media mínima al esfuerzo cortante [MPa]	
	Carpetas asfálticas	Carpetas asfálticas – bases granulares
Alemania [20]	0.85	0.68
Suiza [20]	0.85	0.68
Reino Unido [19]	1.00	0.50
España [14]	0.60	0.40

No obstante, en México no se cuenta con una normativa que establezca una prueba específica para evaluar la resistencia al corte, en la interfaz de capas de concreto asfáltico; ni un valor medio mínimo de resistencia al corte para los testigos extraídos de las vías en construcción, rehabilitación y/o mantenimiento.

1.1.1. Tipos de materiales utilizados como riegos de liga

Según una encuesta mundial realizada por Mohammad *et al.* (2012), sobre las prácticas actuales de los riegos de liga, los materiales más empleados con este fin a nivel mundial son; las emulsiones asfálticas, el cemento asfáltico y los asfaltos diluidos [3]. En México, la normatividad vigente solo permite el uso de emulsiones asfálticas.

Las emulsiones asfálticas de acuerdo con la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT) son una dispersión fina estabilizada, de materiales asfálticos líquidos, constituidos por dos fases no miscibles, donde la fase continua de la emulsión está formada por agua y un agente emulsificante, y la fase discontinua por pequeños glóbulos de cemento asfáltico [21]. El cemento asfáltico se encuentra normalmente entre 55% y 70% del peso total de la emulsión.

Un aspecto importante de una emulsión asfáltica es la estabilidad, la cual influye en la trabajabilidad y las propiedades mecánicas de los compuestos de adherencia. Es bien sabido que la estabilidad de la emulsión asfáltica depende de los parámetros de la formulación, como la desviación hidrófila-lipófila (HLD) y la diferencia de afinidad del tensioactivo (SAD) [22, 23]. Por tanto, las emulsiones asfálticas tienen una clasificación inicial en función de la carga eléctrica del emulsificante que rodea las partículas del cemento asfáltico. Las emulsiones con carga eléctrica positiva son catiónicas (C), mientras que las que poseen una carga eléctrica negativa son aniónicas (A), las emulsiones no iónicas tienen cargas eléctricas neutras y son las de menor uso en la construcción de pavimentos.

Para la emulsión asfáltica catiónica utilizada en aplicaciones de sellado, la forma deseada de romper una emulsión asfáltica es acercarse a la formación óptima, en términos de variables de formulación. Se desea converger a $SAD = 0$ y $HLD = 0$, porque el agente emulsionante (surfactante) no estará disponible para migrar a la interfaz líquida, sino que permanecerá atrapado en la micro-emulsión producida bajo estos valores de formulación específicos [24].

Respecto a las emulsiones asfálticas catiónicas, suelen ser estables en condiciones de almacenamiento con valores muy negativos, por lo que en la mayoría de los casos se utilizan alquilaminas ($-\text{NH}_2$) como agente emulsionante en lugar de costosos amonios cuaternarios. Por lo tanto, la formulación de una emulsión asfáltica catiónica requiere valores de pH bajos durante la fabricación de la emulsión asfáltica y en condiciones de almacenamiento [22, 25]. El $-\text{NH}_2$ se disocia en una especie muy hidrófila, que es capaz de producir una emulsión de aceite en agua de amina catiónica estable (O/W). El valor del pH se ve afectado significativamente por el grado de disociación de $-\text{NH}_2$, que se conoce como el fenómeno de generar corriente que transporta iones libres, los cuales se disocian de la fracción de soluto a una concentración determinada, $-\text{NH}_2$ se disocia en alquilamonio ($-\text{NH}_3$) en condiciones ácidas (o $\text{pH} < 7,0$), produciendo un agente emulsionante muy hidrófilo (surfactante).

Las emulsiones también presentan una clasificación en función de la velocidad de rotura, es decir, el tiempo que tarda la emulsión en volverse inestable y romper tras estar en contacto con el agregado, se tienen emulsiones de rompimiento rápido (R o RS), rompimiento medio (M o MS) y de rompimiento lento (L o SS) [18].

Por lo tanto, las emulsiones se identifican por estos dos tipos de clasificación y el contenido de cemento asfáltico, por ejemplo, “ECR-65” indica que la emulsión es catiónica, de rompimiento rápido y con 65% de cemento asfáltico. Dicha identificación, también incluye una serie de números y letras que hacen referencia a la viscosidad del polímero utilizado para modificar las propiedades del cemento asfáltico residual de la emulsión. Otros ejemplos son “ECR-2P” emulsión catiónica, de rompimiento rápido modificada con polímero de alta viscosidad y “SS-1h” emulsión aniónica de rompimiento lento modificada con polímero de baja viscosidad y penetración dura [26].

En Estados Unidos las emulsiones de rompimiento lento son las más utilizadas en riegos de liga, debido a que fluyen fácilmente a temperatura ambiente, permitiendo una aplicación más uniforme; sin embargo, tardan más en romperse que las emulsiones de fraguado rápido; estas últimas son las de mayor uso en Latinoamérica [3].

Otro tipo de emulsiones asfálticas, son las que tienen aplicaciones especiales, como las emulsiones asfálticas termo-adherentes, estas emulsiones se desarrollaron a inicio de los años 2000, son emulsiones modificadas con polímeros, que incorporan un cemento asfáltico de base dura (baja penetración) como parte de la emulsión. El cemento asfáltico de base dura, combinado con el aditivo polimérico, evitan la adherencia con las llantas de los vehículos que pudieran transitar por la superficie de riego, y se activan solo al contacto con la mezcla en caliente de la capa superior [26]. Se observa que las emulsiones termo-adherentes normalmente se rompen y fraguan más rápido que una emulsión asfáltica estándar [3]; sin embargo, este tipo de emulsiones tienden a ser quebradizas a bajas temperaturas por lo que no son apropiadas para regiones frías [27].

Una de las variables relevantes en la evaluación de la adherencia entre las capas de pavimento, es la tasa de aplicación de una emulsión, esta debe estar basada en la cantidad de cemento asfáltico residual que queda en la superficie del pavimento. Por consiguiente, se hace necesario diferenciar

entre los dos tipos de tasa de distribución; la tasa residual de capa de liga y tasa de aplicación, la primera se refiere a la cantidad de cemento asfáltico que queda en el pavimento, luego de que el agua presente en la emulsión se ha evaporado, y la segunda es la cantidad de emulsión aplicada desde la barra dosificadora [28]

Para calcular la tasa de aplicación de la emulsión asfáltica, se parte de la cantidad de cemento asfáltico residual requerido; de acuerdo con la recomendación *AMAAC REA 12/2012*, como se establece en la ecuación 1 [26].

$$DE = \frac{AR}{RAE/100} \quad ec. (1)$$

donde:

DE = Dosificación de emulsión en l/m²

AR = Cemento asfáltico residual deseado en l/m²

RAE = Residuo asfáltico de la emulsión en %

El segundo riego de liga de mayor uso mundial, según Mohammad *et al.* (2012), es el cemento asfáltico [3]. El cual de acuerdo con la norma ASTM D8, consiste en un material asfáltico derivado del procesamiento del petróleo, de color oscuro [15]; a temperatura ambiente suele ser un material semisólido, compuesto principalmente de hidrocarburos de alto peso molecular. Este se clasifica por medio del sistema de grado de rendimiento PG y el grado de penetración. El primero describe a los cementos asfálticos en función al rango de temperaturas bajo las cuales el pavimento presenta un comportamiento eficiente. El segundo describe la dureza relativa de un cemento asfáltico basado en la prueba de penetración descrita en la norma AASHTO T49; la cual establece que los cementos asfálticos que permiten mayor grado de penetración son menos viscosos [4].

Cuando se emplea un cemento asfáltico como material de capa de adherencia, todo el material que se aplica a la superficie del pavimento existente, es útil para lograr la unión entre las capas viejas y nuevas, por añadidura no requiere de un tiempo de curado, dado que no está disuelto con ninguna otra sustancia, es decir, la tasa de aplicación y la tasa residual son la misma. Se recomienda que el grado PG del cemento asfáltico usado como capa de liga sea el mismo utilizado en la mezcla asfáltica. Este tipo de riego de liga requiere temperaturas elevadas para permitir la aplicación por aspersión, por lo que su uso se ha disminuido con los años [3].

Por último, el riego de liga de menor uso debido al bajo punto de inflamación y las emisiones de compuestos orgánicos volátiles, que generan preocupaciones ambientales, es el asfalto diluido, el cual, es una combinación de cemento asfáltico y un material diluyente o destilado del petróleo, que ayuda a disminuir la viscosidad del cemento asfáltico [3]. Los tres tipos principales de asfalto diluido se diferencian por la velocidad relativa de evaporación del diluyente, en función si es de alta o baja volatilidad; curado rápido (RC), curado medio (MC) y curado lento (SC). Los materiales de curado rápido son cementos asfálticos diluidos con un solvente volátil o un destilado liviano

como gasolina o nafta. Los de curado medio utilizan un solvente de volatilidad intermedia como el queroseno, y los de curado lento contienen diésel o aceite para carreteras [3].

Los asfaltos diluidos también se pueden clasificar en función del grado de fluidez, el cual depende del grado PG del cemento asfáltico, la volatilidad del solvente y la proporción de solvente a ligante. El grado de fluidez da como resultado varios grados de asfalto diluido: algunos pueden ser fluidos a temperaturas atmosféricas normales, mientras que otros pueden ser mucho más viscosos y pueden requerir calentamiento para fluirlos y que sean lo suficientemente adecuados para las operaciones de construcción [29].

1.2. Efectos en el desempeño del pavimento por mala adherencia entre capas

La estructura de un pavimento es un sistema multicapa que se puede representar como una viga biapoyada formada por cierto número de capas; cuando las capas están completamente adheridas actúan de forma solidaria como un sistema monolítico, lo cual, permite una menor deflexión al someterse a cargas externas. Sin embargo, como se observa en la Figura 3, cuando se tiene una unión de interfaz insuficiente se produce una mayor deformación en la estructura, dando lugar a una reducción de la vida de servicio del pavimento [30].

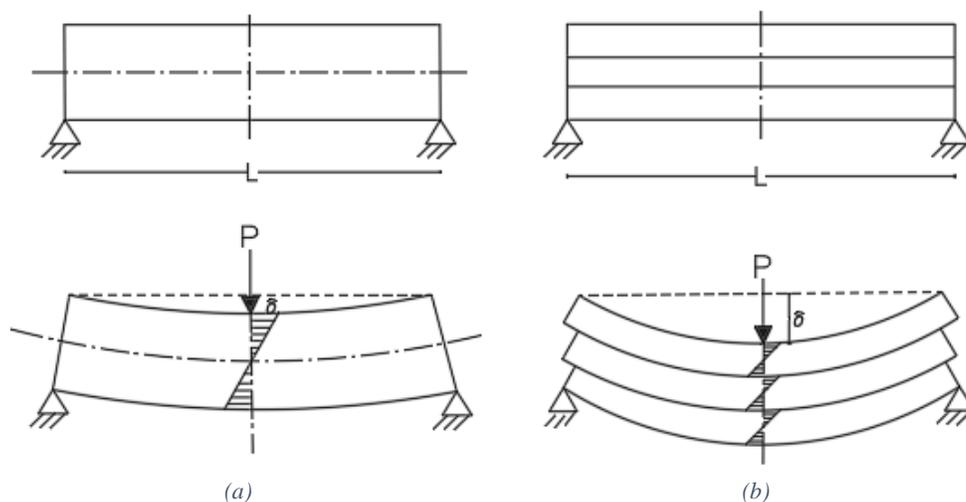


Figura 3. Analogía con la capacidad de carga de una viga., (a) homogénea y (b) multicapa [30]

En consecuencia, se presentan deterioros del pavimento, tales como grietas parabólicas o en forma de medialuna, desplazamientos longitudinales, deformaciones transversales, y desprendimientos o baches, algunos de ellos se muestran en la Figura 4. Las grietas parabólicas son originadas por el deslizamiento de la capa de rodadura sobre la capa inferior, estas ocurren con más frecuencia en áreas de frenado donde se generan cargas horizontales provocando que la superficie del pavimento se deslice o se deforme, por ejemplo, intersecciones y/o curvas cerradas. Los desprendimientos o

baches de la capa superior también son generados por una mala adherencia, debida a una mala dosificación e instalación del riego de liga [31].



Figura 4. Deterioros del pavimento (a) grietas parabólicas (b) desprendimientos o baches [32,33]

El efecto del deslizamiento entre capas de una carpeta asfáltica puede ser explicado mediante programas de modelado, que simulan a partir de la teoría de capas elásticas, diversos grados de deslizamiento entre ellas. Se considera que el desplazamiento relativo de las mismas es proporcional al esfuerzo cortante transferido a través de la interfaz.

Uzan *et al.* (1978) y Shahin *et al.* (1987) utilizaron el programa *Bitumen Structures Analysis in Roads* (BISAR), para representar los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos de sistemas multicapa sujetos a cargas múltiples verticales y horizontales [34, 35]. Estos investigadores coincidieron en que el estado de adherencia en las interfases de las capas asfálticas de pavimentos flexibles afecta el desempeño de estos a través de su influencia en la distribución de esfuerzos y deformaciones en la región de la interfaz; reduciendo la vida a fatiga, como se puede evidenciar en la Figura 5 [34].

El modelo utilizado para interpretar el deslizamiento entre capas y la falta de adherencia mediante la evaluación de la resistencia al corte, es el modelo constitutivo de Goodman, en el cual se emplea la variable K , denominada módulo de reacción de la interfaz, el cual, es un módulo secante igual a la relación entre el esfuerzo cortante promedio y el desplazamiento horizontal relativo entre capas. La variable K es proporcional a la adherencia entre las capas de concreto asfáltico; cuanto mayor sea, mejor será la propiedad de unión de la capa intermedia, cuando K sea cercana a 0, la capa intermedia tenderá a deslizarse por completo [34].

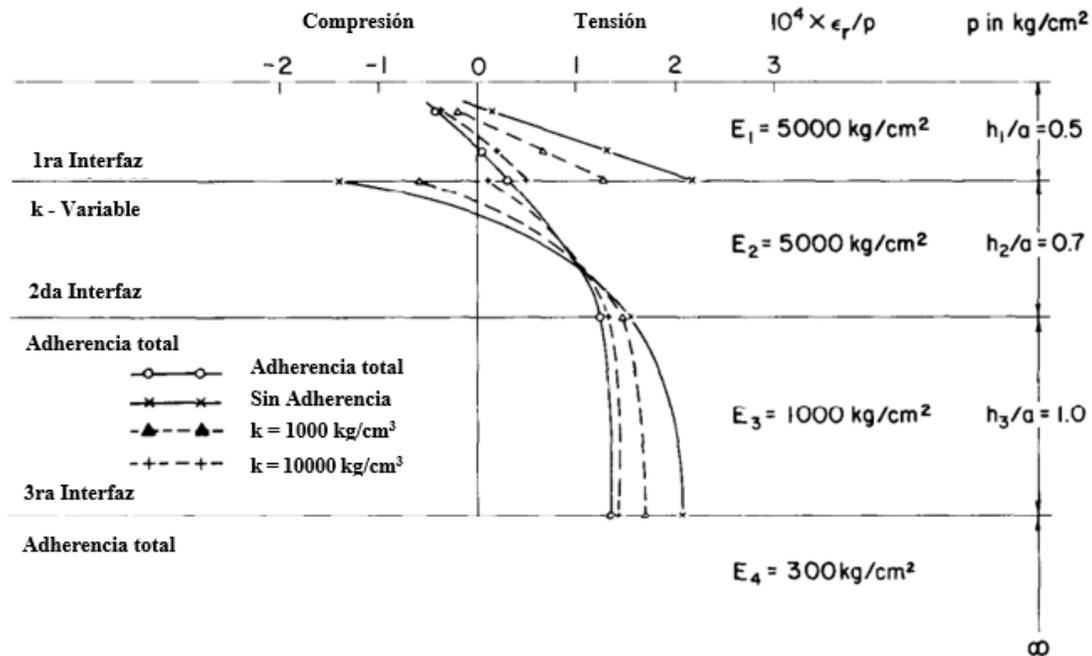


Figura 5. Distribución de la deformación respecto a la profundidad [34].

Cuando se presenta un deslizamiento de la capa superpuesta, la parte inferior de esta capa desarrolla tensión horizontal. Simultáneamente, la parte superior de la superficie asfáltica original desarrolla una deformación por compresión horizontal. Estas deformaciones, resultado del deslizamiento, hacen que los puntos del pavimento cercanos entre sí (pero en diferentes lados de la interfaz) se distorsionen de forma independiente. Lo anterior, propicia que se debilite aún más la unión entre las dos capas de concretos asfálticos, lo que permite un mayor deslizamiento y esfuerzos más altos [34].

Por otra parte, Zulkifili y Sutanto (2018), mediante un estudio realizado en las carreteras de Malasia, determinaron que el estado de la unión entre la capa de rodadura y la capa estructural puede reducir la vida útil del pavimento hasta en un 64% [36]. De manera similar, King y May (2003), mediante el análisis de una estructura de pavimento con dos capas de mezcla asfáltica en caliente con espesor de 4 pulgadas, sobre una base de 6 pulgadas de espesor, y dos rigideces de subrasante; informaron que con solo un 10% de pérdida de adherencia, se esperaría una reducción del 50% en la vida útil a la fatiga [5, 6].

En la misma década los investigadores Roffe y Chaignon (2002), simularon mediante el programa de diseño de pavimentos ALIZE, condiciones del pavimento con unión completa y sin unión entre capas de concretos asfálticos en caliente, mostrando que la vida útil del pavimento se redujo de 20 años a entre 7 a 8 años, debido a la falta de adherencia entre las capas [7]. Aparte de una reducción en la capacidad de carga, se disminuye la calidad de servicio de la carretera, afectando la seguridad de los usuarios y aumentando los costos de operación vehicular.

Romanoschi y Metcalf (2001), evaluaron la condición de la interfaz y las cargas horizontales generadas en las zonas de contacto, entre el neumático del vehículo y la capa de rodadura en la vida útil de la estructura del pavimento. El estudio determinó que las cargas horizontales que actúan en la superficie del pavimento provocan un aumento drástico de los esfuerzos de tensión en la parte superior e inferior de la capa de rodadura y en la parte superior de la capa intermedia. Además, demostraron que el efecto acumulativo de la falta de adherencia en la interfaz y las fuerzas horizontales pueden conducir a una reducción de la vida útil del pavimento flexible hasta 15 veces [37].

1.3. Factores de influencia en la adherencia entre capas de concreto asfáltico

Como se mencionó anteriormente, los costos de la instalación de una capa de adherencia son significativamente menores que los de realizar una acción correctiva por una inadecuada unión en las capas de un pavimento. En las últimas décadas, se han desarrollado múltiples investigaciones para determinar los factores que influyen en la adherencia entre las capas de concreto asfáltico, con el fin de establecer prácticas adecuadas de instalación y dosificación de los riegos de liga [3, 5, 8, 10-12, 18, 39 - 61].

Para determinar los factores que influyen en la fuerza de unión entre capas asfálticas, es necesario definir el fenómeno de adherencia. De acuerdo con la norma ASTM D907, se define como el estado en el cual dos superficies se mantienen unidas por fuerzas de interfaz, compuestas por fuerzas químicas y fuerzas mecánicas de entrelazado [38]. Las fuerzas químicas son producidas por el riego de liga, debido a la composición fisicoquímica del cemento asfáltico presente en los riegos; derivado de esto, están influenciadas por la viscosidad, dosificación, tiempo de curado y susceptibilidad a la temperatura de estos.

Las fuerzas mecánicas de entrelazado se desarrollan a partir de la rugosidad de las superficies involucradas en la unión, esta rugosidad depende de la distribución granulométrica de las mezclas usadas en la capa inferior y superior de las carpetas asfálticas.

A continuación, se presentan los factores de mayor influencia, el tipo de mezcla y textura superficial de la interfaz, el tipo y la dosificación del riego de liga, el tiempo de curado y la temperatura de la interfaz.

1.3.1. Tipo de mezcla y textura superficial de la interfaz

Entre los factores de mayor influencia en la adherencia entre capas, está el tipo de mezcla asfáltica usada en la capa de soporte y en la capa de rodadura, debido a la interacción de los agregados en la interfaz [39], es decir, la fuerza de unión es diferente si una capa de granulometría abierta es colocada sobre una de granulometría densa, en comparación de que las dos capas se han densas. Esta distribución de los agregados se encuentra relacionada con el porcentaje de vacíos de aire y la distribución granulométrica de la mezcla asfáltica.

Otro factor relevante es el tipo de superficie, los tipos de superficie pueden ser concreto asfáltico nuevo, concreto asfáltico existente, superficie fresada o pavimento rígido [10]. La superficie fresada es uno de los tipos de superficie más comunes en los proyectos de mantenimiento y rehabilitación de pavimentos, en este caso, los riegos de liga no proporcionan la fuerza de unión de las capas, por lo cual, se destaca el entrelazado de los agregados, aumentando la resistencia al corte en la interfaz [11].

Kruntcheva *et al.* (2006), mediante una investigación experimental determinaron diferentes parámetros que afectan la unión de la interfaz. Utilizaron dos tipos de mezclas asfálticas en caliente para la capa superior, una mezcla tipo *Stone Mastic Asphalt* (SMA) y una *Open Grade Friction Course* (OGFC), con 15% y 20% de vacíos de aire respectivamente, y dos condiciones de la interfaz: limpia-seca, y sucia- húmeda. Concluyeron que los tipos de materiales de contacto en la interfaz entre las capas de concreto asfáltico, es el factor con mayor afectación, a diferencia de la cantidad de capa de adherencia y la condición de la interfaz [40].

Santagata *et al.* (2008), evaluaron la influencia del contenido de vacíos de aire de dos capas de concreto asfáltico en contacto, respecto a la rugosidad de la superficie de la interfaz y por ende en la resistencia al corte de esta [41]. La Figura 6 muestra la distribución del contenido de vacíos de aire en un espécimen, esta distribución se presenta de manera desigual sobre el espesor de la capa, con mayor concentración cerca a la interfaz; por lo que, este parámetro es determinante para caracterizar la resistencia al corte. La diferencia en la distribución de los vacíos de aire en la capa superior e inferior se puede explicar considerando la granulometría de las dos mezclas [41].

El estudio mostró que un aumento en el porcentaje de vacíos de aire en la capa inferior produce un aumento en la rugosidad de la superficie, lo anterior debido a que los agregados de la mezcla están más espaciados y aumentan la macrotextura (MAC) de la misma, por ende, la interconexión entre los agregados mejora aumentando la resistencia al corte en la interfaz. No obstante, cuando se tiene un aumento en el porcentaje de vacíos de aire en la mezcla de la capa superior, el comportamiento de la adherencia es diferente, debido a que los puntos de contacto entre la capa superior e inferior disminuyen [41].

Sin embargo, es importante resaltar que la rugosidad de la superficie de la capa inferior cambia, ocurriendo un ligero reordenamiento de los agregados, debido a la temperatura de la mezcla de la capa superior y la energía de compactación.

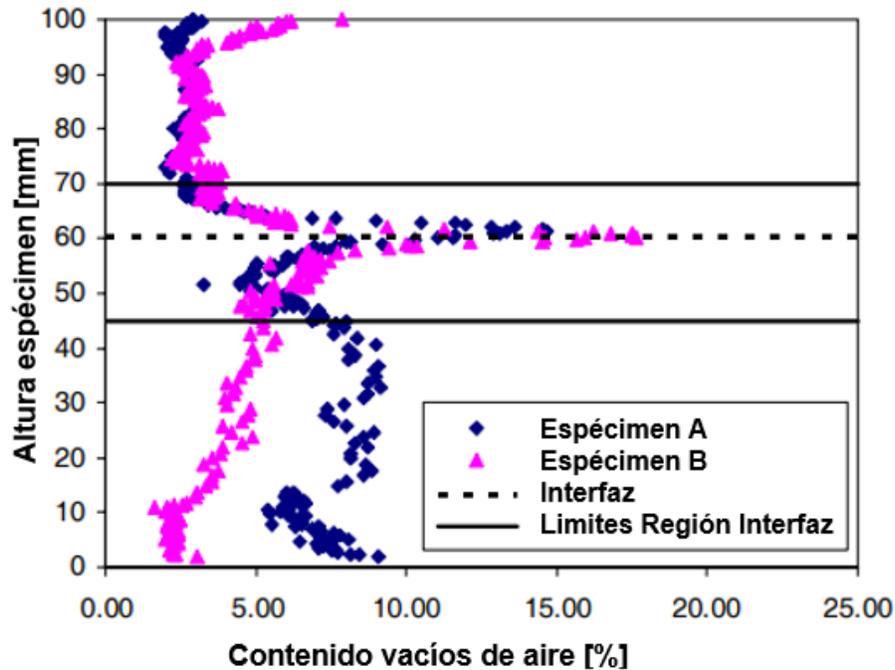


Figura 6. Distribución de vacíos de aire en un espécimen. [41].

Chen y Huang (2010), estudiaron el efecto de las características superficiales del tipo de mezcla sobre las propiedades de unión en la interfaz, se utilizaron tres mezclas asfálticas en caliente: mezcla asfáltica de grado denso (*Hot Mix Asphalt*, HMA), mezcla asfáltica de grado abierto (*OGFC*) y una mezcla asfáltica de grado discontinuo *Stone Mastic Asphalt* (SMA); dos emulsiones asfálticas catiónicas de rompimiento rápido: convencional y termoadherente; seis dosificaciones, dos temperaturas de prueba y cuatro esfuerzos de tensión normal. Adicionalmente se realizó la medición de la MAC de los especímenes de prueba, mediante la normativa ASTM E 965 – método del círculo de arena [39].

La investigación determinó, que entre mayor es el área de contacto entre las superficies de las capas intermedias, mayor es la adherencia entre las mismas. Cuando se trabaja con una OGFC con un contenido de vacíos de aire del 20%, la resistencia al corte de la interfaz se reduce porque el área de contacto entre la capa superior y la inferior es menor, como se muestra en la Figura 7; demostrando que las propiedades de unión en la capa intermedia dependen de las características de la mezcla empleada [39].

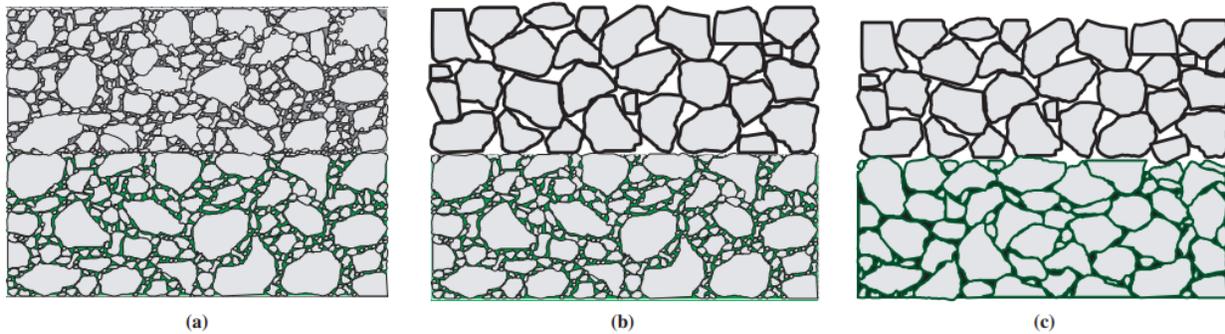


Figura 7. Tres tipos de superficie de capa intermedia: (a) HMA-HMA, (b) OGFC-HMA y (c) OGFC-SMA. [39].

Raposeiras (2013) y Song *et al.* (2017), afirman que la rugosidad de la superficie, dada por la gradación del agregado pétreo de la mezcla de soporte y la mezcla de la capa superior, juega un papel importante en el comportamiento al corte de la interfaz de los pavimentos [31, 42]. Hasiba K. (2012) y Tashman *et al.* (2008) establecieron en sus respectivos estudios que las superficies fresadas aumentan el área superficial, es decir, la rugosidad de esta, lo que proporciona una mejor unión entre superficies, aumentando directamente la resistencia al corte en la interfaz [43, 44]. Sin embargo, el fresado aumenta la variabilidad entre los resultados de las mediciones de adherencia debido a las variaciones en la textura de la superficie [43].

Song *et al.* (2017), buscaron determinar la influencia de la superficie de la interfaz cuando se emplea como capa de rodadura una OGFC, la cual, es una capa delgada de concreto asfáltico poroso colocada sobre un concreto asfáltico denso. Se emplearon dos tipos de mezcla asfáltica densa como capa subyacente, una con agregado máximo nominal de 19 mm (HMA_19) y la otra mezcla con agregado máximo nominal de 9.5 mm (HMA_9.5). Se utilizó como riego de liga una emulsión asfáltica aniónica de fraguado lento, con cinco tasas de aplicación de cemento asfáltico residual [42].

Se concluyó que la tasa óptima de aplicación para la combinación OGFC-HMA_9.5 fue menor que para la combinación OGFC-HMA_19, a causa de que la mezcla asfáltica HMA_19 presenta mayor profundidad de la textura en la interfaz, por lo cual, requiere de mayor cantidad de emulsión para lograr un mismo espesor de la capa de adherencia. Respecto a la resistencia al corte, de igual forma, aumentó conforme a la profundidad de la textura; OGFC-HMA_19 mostro mayor resistencia al corte que OGFC-HMA_9.5, Figura 8 [42].

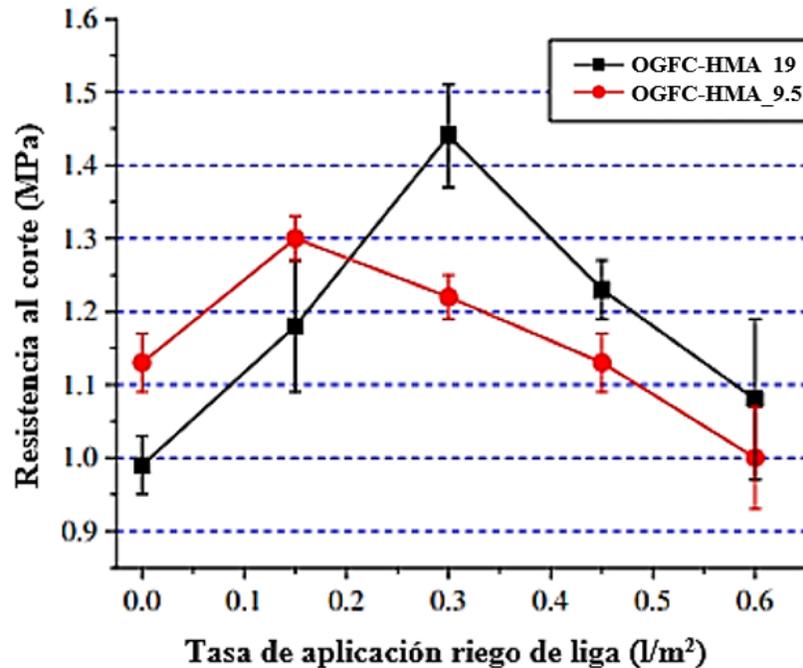


Figura 8. Resultados de la resistencia al corte en función de la tasa de aplicación del ligante. Modificado de Song *et al.* (2017) [42].

Contrario a estas afirmaciones, Berenguer *et al.* (2019), bajo la dirección de la Agrupación de Laboratorios de Entidades Asociadas a ASEFMA (ALEAS), determinaron que entre menor es la macrotextura mayor será la resistencia al corte, lo anterior debido a que la macrotextura más baja ayuda a retener en su superficie mayor cantidad de emulsión [45].

Esta investigación buscó establecer para diferentes tipos de mezclas la relación entre la dosificación de cemento asfáltico residual y la resistencia al corte de la interfaz. El plan experimental incluyó cuatro macrotexturas diferentes en la capa soporte; dos macrotexturas dadas por testigos extraídos de tramos de vía, seleccionados con anterioridad, y las otras dos por especímenes fabricados en laboratorio con dos tipos de mezcla asfáltica en caliente: Densa (*Hot Mix Asphalt*, HMA) y discontinua (*Beton Bituminous Three Minces*, BBTB); y cuatro dosificaciones del riego de liga [45].

La combinación con mejores resultados respecto a la resistencia al corte fue la combinación HMA_{especimen} – HMA_{especimen} (MAC 0.70 - 0.70 mm) fabricada en laboratorio, la cual, representa el tipo de adhesión que se produce entre dos mezclas recién extendidas en campo. La combinación HMA_{testigo} – BBTM_{especimen} (MAC 0.82-1.90 mm) reproduce el tipo de adhesión que se produce entre una capa existente y la extensión de un micro BBTM sobre ella, esta combinación arrojó los resultados más bajos respecto a la resistencia al esfuerzo cortante, al comparar estos resultados con los obtenidos HMA_{testigo} – HMA_{especimen} (MAC 0.82 - 0.70 mm) se evidenció que la macrotextura

de la capa superior es un factor influyente en la adherencia de la interfaz de dos capas de concreto asfáltico [45].

En la Universidad de Carleton en Ottawa Canadá, los investigadores Raab *et al.* (2012), evaluaron la influencia de la trabazón de los agregados en la interfaz y la combinación de diferentes tamaños de agregados en la resistencia al corte. Se utilizó como material modelo, esferas de acero de igual tamaño con diámetros de 9.5 mm y 5.5 mm; como aglutinante se empleó un cemento asfáltico de grado de penetración dura 10/20; se utilizó una relación de los diámetros de las esferas de acero con aproximación de 1:2, dado que esta combinación es la combinación más relevante para capas de superficies y de unión. Se emplearon 4 tipos de combinación de diámetros de las esferas para fabricar los especímenes de prueba: pequeña – pequeña (s/s), grande – grande (b/b), pequeña – grande (s/b) y grande-pequeña (b/s), Figura 9 [46].

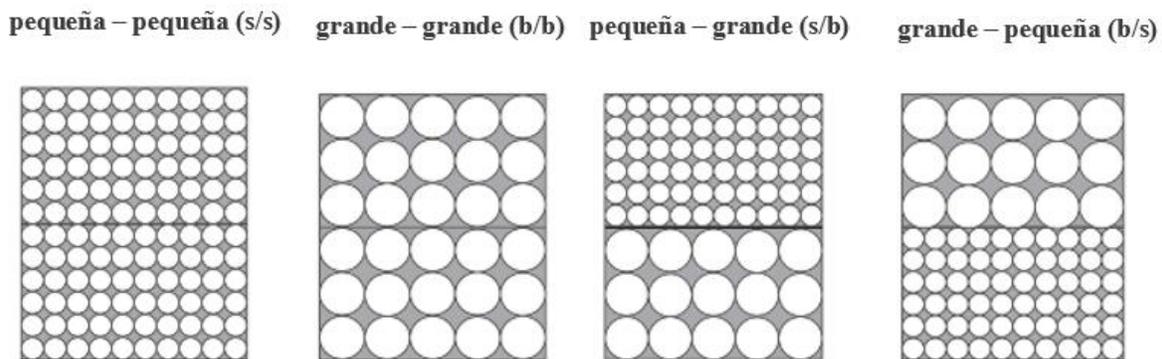


Figura 9. Esquema de las combinaciones de especímenes de prueba. [46].

En lo que se refiere a la combinación óptima de tamaños de las esferas, s/b produjo los valores de esfuerzo cortante más altos, con y sin riego de liga, debido al efecto de trabazón y una mayor “rugosidad” de la interfaz provocada por la construcción de las muestras, es decir, en el caso de s/b, se termina la capa base con esferas de acero grandes y se coloca la segunda capa de esferas de acero pequeñas; las esferas de acero calientes se hunden en los espacios entre las esferas grandes desplazando el cemento asfáltico, como se observa en la Figura 10 [46].

En el caso de las otras combinaciones, especialmente b/s, esto no es posible, ya que no hay huecos que puedan rellenarse de otro modo que con cemento asfáltico. En el caso de b/ b y s/s, la situación es intermedia, ya que es posible algún relleno de los vacíos, es decir, algún enlace [46].

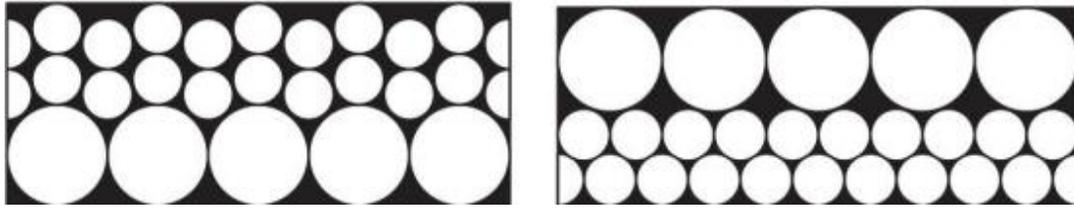


Figura 10. Comparación del enlace de dos tipos de especímenes de prueba [46].

Según la ley de falla de Coulomb, la resistencia al corte de la interfaz se deriva de la fuerza cohesiva, gobernada principalmente por las propiedades del aglutinante y la fuerza adhesiva entre las esferas de acero y el aglutinante, que está influenciada por la fuerza de adhesión y la rugosidad [46].

1.3.2. Tipo y dosificación del riego de liga

La selección de un material de riego de liga óptimo y la tasa de aplicación, son cruciales para el desarrollo de una fuerza de unión adecuada entre las capas de concreto asfáltico [3]. El material más utilizado como riego de liga es la emulsión asfáltica seguido del cemento asfáltico. Las emulsiones asfálticas de mayor uso son aniónicas y catiónicas, de rompimiento lento y rápido, por ejemplo, SS-1, SS-1h, CSS-1, CSS-1h, RS-1, CRS-1, CRS-2P, entre otras [3].

Según el Instituto del Asfalto los factores que influyen principalmente en la dosificación óptima del riego de liga son el tipo de superficie, y las propiedades del agregado [4]. La Tabla 2 muestra los rangos recomendados por la Administración Federal de Carreteras (FHWA, por sus siglas en inglés), el Instituto del Asfalto y la Asociación Mexicana del Asfalto A.C. (AMAAC) [5, 3, 26]. Las tasas de aplicación más bajas se recomiendan para capas nuevas, mientras que el rango intermedio es para condiciones de superficie normales de una capa existente. Los valores de dosificación más altos son para pavimentos asfálticos viejos, oxidados, agrietados o fresados [3].

Tabla 2. Dosificación de cemento asfáltico residual

Tipo de pavimento	FHWA Tech Brief [l/m ²]	NCHRP Report 712 [l/m ²]	AMAAC REA 12/2012 [l/m ²]
Capa nueva densa	0.09 - 0.23	0.16	0.09 - 0.18
Capa existente sin fresar	0.18 - 0.32	0.25	0.18 - 0.22
Capa existente fresada	0.18 - 0.36	0.25	0.25 - 0.35
Pavimento rígido	0.14 - 0.23	0.20	0.18 - 0.22

A continuación, se presenta una serie de investigaciones donde se ha evaluado la influencia de los materiales utilizados como riego de liga y las dosificaciones óptimas en la fuerza de unión de dos capas de concreto asfáltico, mediante la resistencia al corte de la interfaz de núcleos doble capa.

Mohammad *et al.* (2002), emplearon cuatro emulsiones asfálticas (CRS-2P, SS-1, CSS-1 y SS-1h) y dos tipos de cemento asfáltico (PG 64-22 y PG 76-22), con cinco tasas de dosificación. Concluyendo que la emulsión catiónica de rompimiento rápido modificada con polímero de alta viscosidad (CRS-2P), dio las mayores resistencias al esfuerzo cortante en la interfaz, con una dosificación óptima de 0.09 l/m^2 ; respecto a los cementos asfálticos y las demás emulsiones, los resultados de resistencia al corte presentaron una tendencia a disminuir conforme aumentaba la tasa de aplicación del riego de liga, incluso dando mayores resistencias sin riego solo por el entrelazado de los agregados [47].

Ghaly *et al.* (2014), enfocaron su investigación en determinar la influencia de la viscosidad y el tipo de riego de liga en la fuerza de unión de la interfaz, bajo la hipótesis que a menor viscosidad mayor entrelazado. Emplearon emulsiones asfálticas y asfaltos diluidos convencionales y modificados con asfaltos de alta y baja viscosidad, como capas de adherencia en especímenes fabricados en laboratorio y sometidos a un ensayo de corte simple. Se concluyó que la adherencia entre las capas mejoró ligeramente cuando se emplean ligantes de baja viscosidad; los resultados de resistencia al corte fueron mayores cuando se utilizan emulsiones asfálticas en relación con los asfaltos diluidos. En los dos tipos de riego de liga se obtuvo una dosificación óptima de 0.25 l/m^2 y una disminución gradual de la resistencia con dosificaciones mayores a la óptima [48].

El investigador Hasiba K. (2012), en su tesis de maestría en la Universidad de Illinois, estudió el desempeño en laboratorio de diferentes materiales de capa de adherencia bajo diversas condiciones, con el fin de determinar la tasa óptima de aplicación. Empleó dos mezclas de concreto asfáltico en caliente con agregado de tamaño nominal máximo de 9.5 mm y 4.75 mm en las capas superpuestas, cuatro materiales de adherencia, tres emulsiones (SS-1hp, emulsión de alta flotación HFE, SS-1vh) y un cemento asfáltico de grado PG 64-22. Se consideraron cinco tasas diferentes de aplicación de la capa de adherencia residual y tres texturas superficiales distintas; superficie transitada sin fresar, superficie transitada fresada y superficie sin tránsito y sin fresar [43].

Los resultados mostraron que la resistencia máxima al corte se presenta en una tasa de aplicación residual de 0.18 l/m^2 para las superficies sin fresar; para la superficie fresada la tasa óptima fue de 0.27 l/m^2 , concordante con el estudio de Song *et al.* (2017), donde especifica que al tener mayor macrotextura requiere mayor riego de liga para lograr el mismo espesor de capa de adherencia [43, 42].

Además, se observó que la resistencia al corte disminuye cuando la tasa de aplicación es más alta que la óptima, porque el exceso de material de adherencia causa deslizamiento de la interfaz, coherente con lo que establecen las investigaciones de Ghaly *et al.* (2014) y Chen y Huag (2010) [43, 48, 39]. En relación con el tipo de capa de adherencia, la emulsión aniónica de rompimiento lento modificada con polímeros de penetración dura (SS-1vh), mostró mayor resistencia al corte en la interfaz con respecto a las demás emulsiones y el cemento asfáltico de grado PG 64-22 [43]. Concluyendo en general que diferentes modificadores y emulsionantes de las emulsiones asfálticas generan diferentes fuerzas de adherencia y tiempos de curado [49].

El profesor Chen D.H. (2010), estudió las causas de una falla prematura de la superposición de una carpeta asfáltica en el estado de Texas, un día después de abrirse al tránsito. Se produjeron grietas parabólicas o en forma de medialuna en dirección del tránsito; la capa superpuesta se podía levantar con la mano, Figura 11, lo cual indicaba que no se presentó ningún tipo de adherencia entre las capas de la carpeta asfáltica, lo que provocó una reacción de las capas de forma independiente entre sí. Los resultados de la investigación indicaron que la causa principal de la falla fue la calidad y la cantidad de la capa de adherencia aplicada durante la construcción [50].



Figura 11. Falla prematura con grietas en forma de medialuna un día después de abrirse al tránsito. [50].

A diferencia de estos resultados, Krutcheval *et al.* (2006), determinaron que una interfaz seca y limpia sin riego de liga tiene propiedades similares a las de la misma interfaz con una cantidad estándar de riego. En consecuencia, sugieren que no hay necesidad de aplicar una capa de liga para mejorar la adherencia entre capas de concreto asfáltico [40]. De igual forma, Raab y Partl (2004) después de evaluar casi 20 riegos de liga diferentes, indicaron que el uso de la capa de adherencia no necesariamente resulta en una mejor resistencia al corte de la interfaz [51].

1.3.3. Tiempo de curado del riego de liga

Cuando el riego de liga utilizado es una emulsión asfáltica, se debe tener en cuenta el tiempo de curado de esta. Este proceso se define como el tiempo necesario para que las partículas de agua se separen de los glóbulos de cemento asfáltico y se evaporen completamente, ocurriendo un cambio de coloración en la emulsión de café a negro. Durante este proceso se desarrollan completamente las propiedades mecánicas del cemento asfáltico residual por lo que se puede generar una mayor adherencia entre capas [18], Figura 12.



Figura 12. Rompimiento de emulsión asfáltica [16]

Algunos de los factores que afectan el tiempo de curado de una emulsión asfáltica utilizada como riego de liga son: (a) condiciones climáticas, como la temperatura, la humedad y la velocidad del viento del sitio de instalación y (b) cantidad y el tipo de emulsión; si es de rompimiento lento, medio o rápido [18]. Debido a estos factores no se ha logrado llegar a un común acuerdo internacional sobre el tiempo preciso de curado de una emulsión; por ejemplo, la FHWA en la sección 412.06 del FP-14, establece que se debe permitir curar el riego de liga luego de ser aplicado, instalando la capa de rodadura dentro de las 4 horas siguientes a la instalación de este [52].

Además, Tashman *et al.* (2008), estudiaron el efecto del tiempo de curado en la unión de las capas de concreto asfáltico, mediante la implementación de 14 tramos de prueba, en los primeros 6 tramos la capa superpuesta fue instalada aproximadamente 3 min después de haber aplicado el riego de liga; en otros 6 tramos la capa superpuesta se instaló luego que el riego de liga tuvo tiempo de curar y fraguar completamente (aprox. 2.5 h), los 2 tramos restante no se les aplicó riego de

liga. Estos investigadores determinaron que el tiempo de curado tiene un efecto mínimo en la resistencia al corte de la interfaz entre capas [44].

De manera similar, Chen y Huang (2010), afirman que se obtiene una adherencia adecuada con poco tiempo de curado, dado que la emulsión rompe al entrar en contacto con la mezcla asfáltica en caliente superpuesta. La Figura 13, muestra que el aumento en la resistencia al corte derivado de un mayor tiempo de curado de la emulsión es mínimo, incluso llegando a mantenerse constante después de aproximadamente 45 min, para los dos tipos de emulsiones evaluadas, una emulsión catiónica de rompimiento rápido convencional (CRS) y una emulsión asfáltica modificada (MAE, *por sus siglas en inglés*) [39].

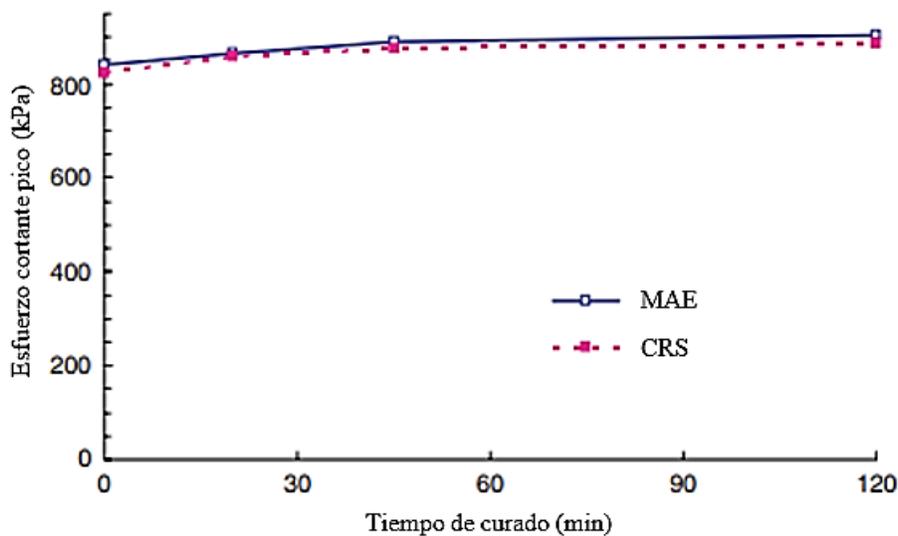


Figura 13. Efecto del tiempo de curado sobre la resistencia al corte de la interfaz [39].

En contraparte, el investigador Hasiba K. (2012) puntualizó que el tiempo de curado puede afectar en gran medida la resistencia al corte en la interfaz, especialmente cuando no se permite que la emulsión fragüe completamente. Estudió tres periodos de tiempo de curado 0.25, 2 y 24 horas, los especímenes fueron acondicionados a una temperatura de 25°C. Los resultados indicaron un aumento en la fuerza de adherencia cuando se pasa de 15 min de curado a 2 horas de este, para todos los tipos de riego de ligas evaluados; este aumento se produce a medida que el agua se separa del cemento asfáltico y empieza a evaporarse. Sin embargo, en la Figura 14 se muestra que la resistencia al corte se empieza a ver afectada cuando se deja 24 horas desde la aplicación del riego hasta la compactación de la capa superior o capa de rodadura [43].

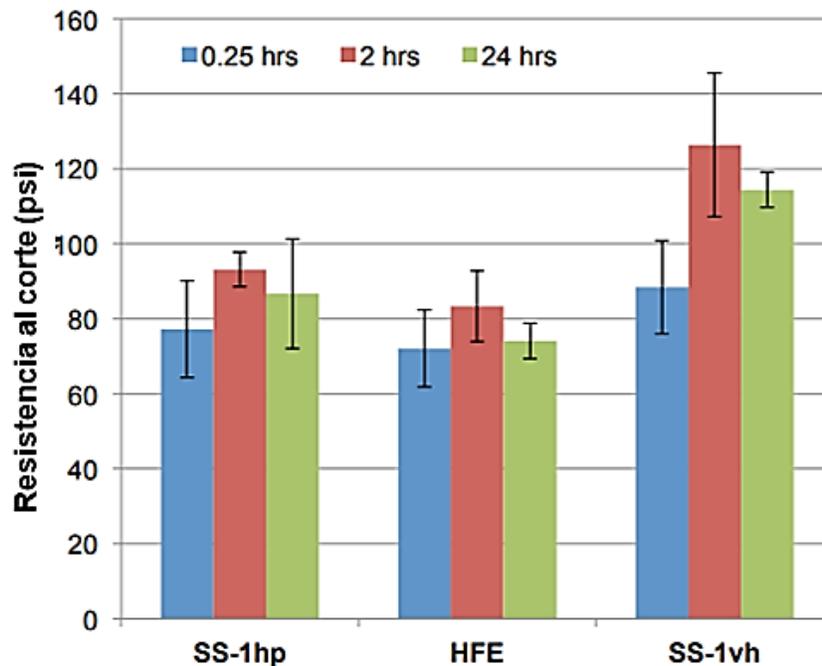


Figura 14. Efecto del tiempo de curado en la resistencia al corte de la interfaz. [43].

Del mismo modo, Hachiya y Soto (1997) y Deysarkar (2004), concluyeron de sus investigaciones, que la fuerza de adherencia aumenta cuando se permite que el agua contenida en las emulsiones se evapore total o parcialmente; dicho tiempo de evaporación está en función de la cantidad del riego de liga y la humedad del ambiente, lo que puede ser mayor cuando el riego es aplicado en la noche o con dosificaciones altas de emulsión [53, 54].

1.3.4. Temperatura en la interfaz de las capas asfálticas

La temperatura en la interfaz de las capas asfálticas, debida a la temperatura del ambiente, juega un papel clave en las características de unión y los mecanismos de falla de la interfaz, ya que afecta las propiedades viscoelásticas del cemento asfáltico, es decir, su viscosidad aumenta a medida que la temperatura disminuye y exhibe una mayor fuerza de unión entre las capas; en cambio, cuando la temperatura de la interfaz aumenta, el cemento asfáltico se vuelve más fluido y la resistencia al corte en la interfaz se reduce gradualmente. Esta característica se conoce como susceptibilidad a la temperatura y es una de las propiedades más relevantes en los cementos asfálticos [55].

Por lo anterior, diversas investigaciones se han enfocado en el estudio de las fuerzas de unión sometidas a temperaturas promedio y extremas según el sitio del proyecto.

West *et al.* (2005), durante su investigación, determinaron la influencia de la temperatura del pavimento, donde se observa que con un aumento de temperatura la resistencia al corte de la interfaz disminuye significativamente. En promedio, la fuerza de unión fue 2 a 3 veces mayor a

50°F (10°C) en comparación con 77°F (25°C); y las fuerzas de unión a 140°F (60°C) fueron aproximadamente un sexto de la fuerza de unión a 77°F como se observa en la Figura 15. Esto debido a que los materiales de la capa de adherencia son mucho más rígidos a bajas temperaturas [56].

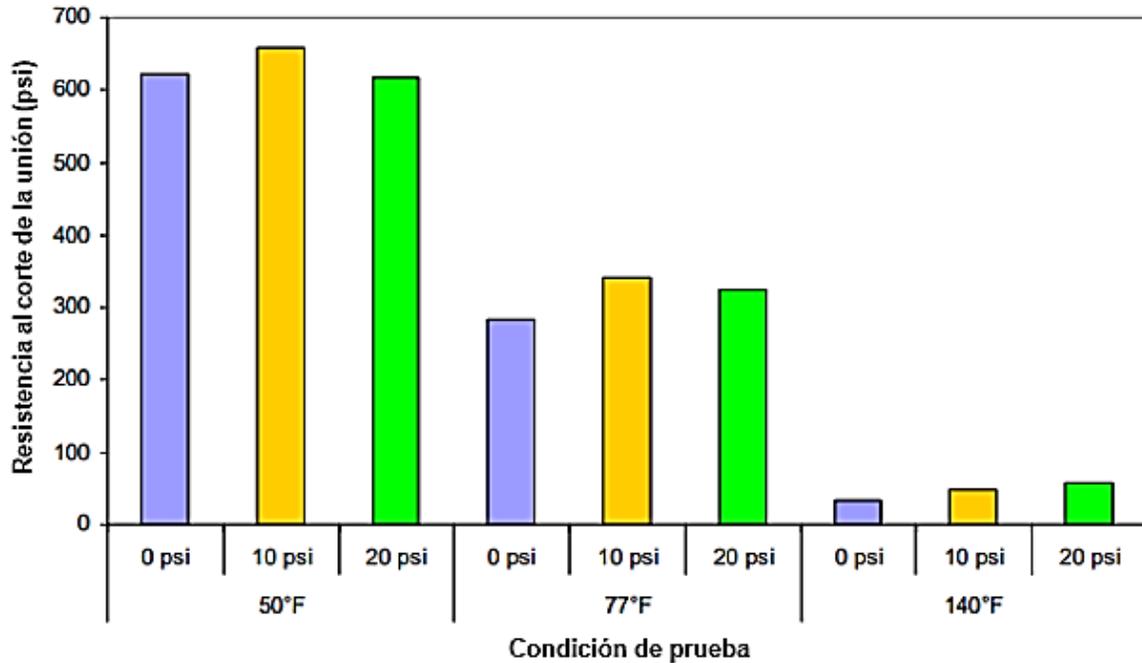


Figura 15. Efecto de la temperatura y la carga normal en la resistencia al corte de la interfaz. [56].

Además, las investigaciones de Miró *et al.* (2006), señalaron el efecto de temperatura en la resistencia al corte de las emulsiones termoadhesivas. Se utilizaron cinco emulsiones, dos emulsiones termoadhesivas convencionales (HAE-1, HAE-2), dos emulsiones termoadhesivas modificadas con polímeros (HAmE-1, HAmE-2) y una emulsión catiónica de fraguado rápido de referencia (RSCE), todas fueron aplicadas con una sola dosificación [12].

La Figura 16 muestra que, para todas las emulsiones empleadas durante la prueba, la resistencia al corte es menor conforme aumenta la temperatura. Las emulsiones modificadas mostraron que varían su comportamiento a bajas temperaturas en función del cemento asfáltico base y el tipo de modificador empleado; en referencia con la emulsión convencional, las emulsiones termoadhesivas son las más críticas a bajas temperaturas [12].

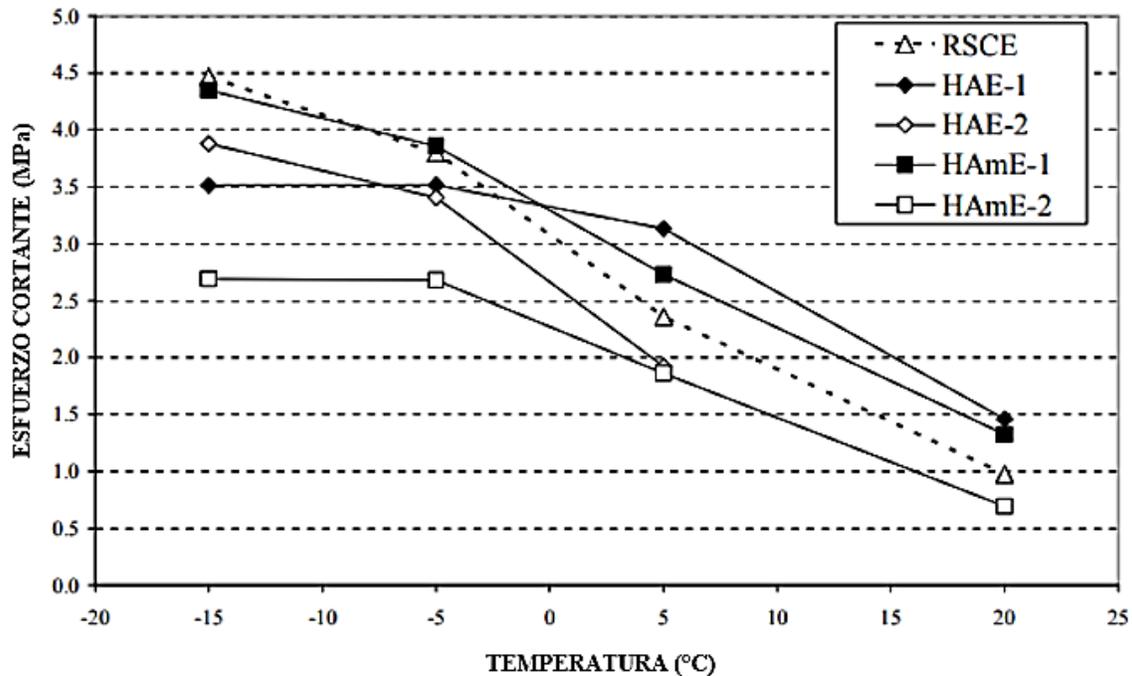


Figura 16. Resistencia al corte de diferentes riegos de liga en función de la temperatura de la prueba. [12].

Asimismo, Canestrari *et al.* (2005), Chen y Huang (2010) y Hu *et al.* (2017), concluyeron en cada una de sus investigaciones que la resistencia al corte de la interfaz está altamente influenciada por la temperatura de prueba. En cuanto mayor sea la temperatura, menor es la resistencia al corte, lo anterior relacionado con la disminución de la viscosidad del cemento asfáltico del riego de liga, a altas temperaturas el componente de fricción entre los agregados de las mezclas asfálticas toma mayor relevancia [57, 39, 58].

Hasiba K. (2012) en colaboración con el investigador Al-Qadi I. (2012), puntualiza que aunque la resistencia al corte de la interfaz mejora a medida que la temperatura disminuye, la falla se acelera por debajo de la temperatura vítrea del riego de liga, dado que el material se vuelve quebradizo [43].

Mediante la Figura 17, Yang and Li (2021), muestran el comportamiento de la resistencia al corte respecto a la temperatura para varios autores que han evaluado la influencia de este factor [59].

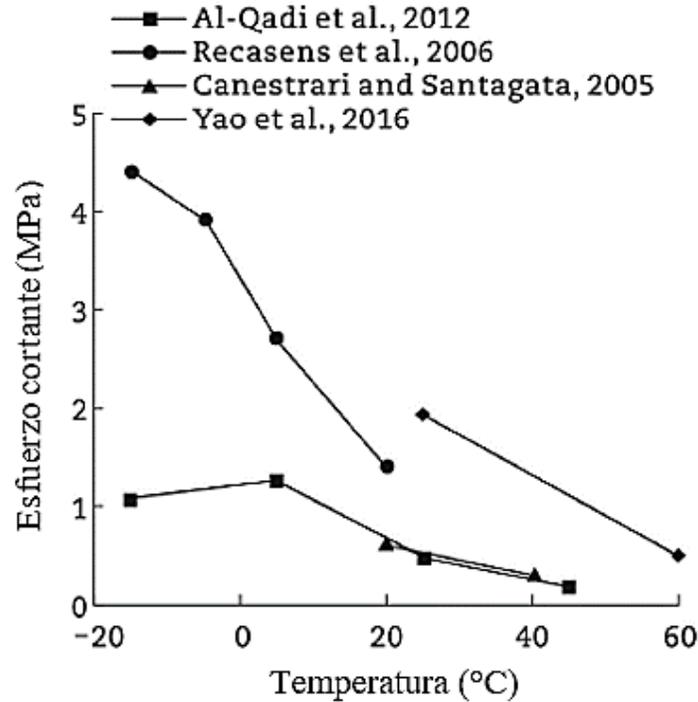


Figura 17. Resistencia al corte frente a la temperatura. [59].

1.4. Pruebas para evaluar la adhesión entre capas de concreto asfáltico

Desde los años 70 se han venido desarrollando diferentes métodos para evaluar la adherencia en la interfaz de las capas de pavimento, entre los que resaltan las pruebas de laboratorio de corte directo.

De los primeros equipos implementados fue el de Uzan *et al.* (1978), del Instituto de Tecnología de Israel; los cuales buscando caracterizar la interfaz de dos capas de concreto asfáltico, implementaron un equipo de corte con un molde de dos partes, la parte inferior de 45.5 mm de alto, atornillada a una mesa y la parte superior de 30 mm de alto con una ranura en su cara, esta ranura se encuentra 5 mm por encima de la interfaz. Se aplican dos fuerzas, una horizontal y otra vertical, cada una se mide con dos deflectómetros ubicados en la parte superior e inferior de la muestra. Durante el desarrollo de la investigación, se evidencia que el procedimiento conduce a cierta distorsión en las dos partes de la muestra y a un estado de tensión no homogéneo. Los especímenes fueron evaluados con dos temperaturas, 25° y 55°C; cinco tasas de riego de liga, 0.0, 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 l/m²; cinco presiones verticales aplicadas sobre la muestra, 0.05, 0.5, 1.0, 2.5 y 5.0 kg/cm²; se empleó como material de adherencia un cemento asfáltico de penetración 60-70. Concluyendo que la resistencia al corte de la interfaz disminuye con el aumento de la temperatura y aumenta con el incremento de la presión vertical [34].

En la misma década se desarrolló la prueba de corte de Leutner en Alemania; la cual mide la carga de corte máxima y el desplazamiento correspondiente para evaluar la propiedad de unión de la interfaz, y con ella determinar la idoneidad del material para su uso como riego de liga. Durante la prueba se aplica una carga de corte vertical a un espécimen de doble capa, con un modo controlado por deformación a una velocidad constante de 2.0 in/min, a una temperatura de prueba de 21.1 °C hasta la falla [3].

Santagata *et al.* (1993), desarrollaron un dispositivo de corte denominado *Ancona Shear Testing Research and Analysis* (ASTRA), el cual presentaron en el primer congreso mundial de emulsiones celebrado en París. La prueba se realiza imponiendo un desplazamiento horizontal relativo a una velocidad constante en el marco de las dos porciones de la muestra. Esto se hace bajo el efecto de una carga vertical constante P, que se puede ajustar al valor deseado por medio de un sistema de palancas y pesos; mediante este mecanismo el dispositivo permite evaluar el efecto de diferentes niveles de esfuerzo vertical sobre la resistencia al corte de la interfaz [60].

Mohammad *et al.* (2002), diseñaron y fabricaron un aparato de corte que se acopló dentro del equipo *Superpave Shear Tester* (SST). Este aparato se divide en dos partes, cada una con un diámetro de 150 mm y 50.8 mm de profundidad que sostienen las muestras durante la prueba, utilizando una velocidad de carga de 2.54 mm/min. Se diseñó para producir fallas en la interfaz de las capas inferior y superior de la muestra, y con ello evaluaron la influencia de los tipos de capas de adherencia, las tasas de aplicación y la temperatura de prueba en la adherencia entre dos capas de concreto asfáltico [47].

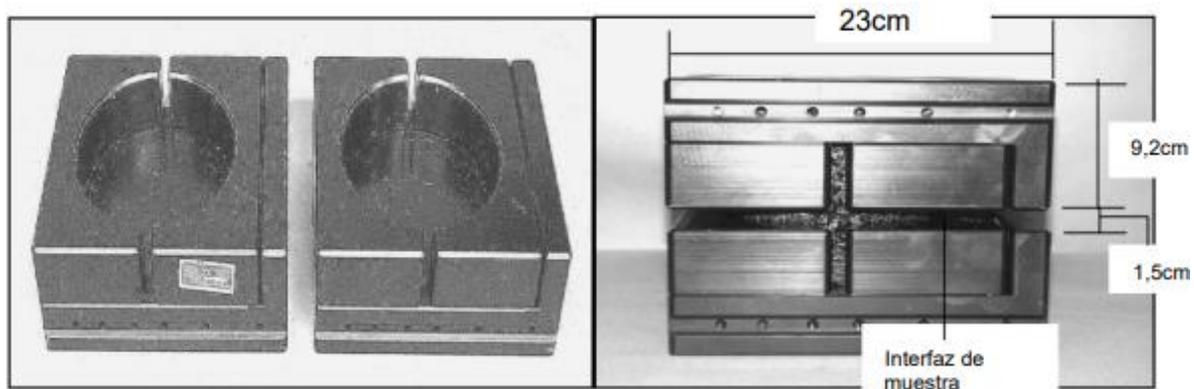


Figura 18. Molde de corte acoplado al equipo Superpave Shear Tester [47].

West *et al.* (2005), junto con el Centro Nacional para la Tecnología del Asfalto (NCAT) en Alabama, desarrollaron una prueba para medir la fuerza de unión entre las capas de pavimento. La investigación incluyó la evaluación de tres temperaturas de prueba: 50°, 77° y 140 °F (10°, 25° y 60°C); dos emulsiones (CRS-2 y CSS-1) y un cemento asfáltico PG 64-22, como riegos de liga;

se establecieron tres dosificaciones en función del cemento asfáltico residual. Se realizaron dos tipos de mezclas de granulometría gruesa y fina, el diseño se realizó de acuerdo con los requerimientos de Superpave, con el propósito de evaluar el posible efecto de la textura de la superficie sobre la fuerza de unión; finalmente se consideró tres niveles de presión normal. El dispositivo aplica una fuerza de corte vertical a especímenes de doble capa a lo largo de la interfaz, con modo de control de deformación a una velocidad constante de dos pulgadas por minuto (50.8 mm/min) hasta la falla [56].

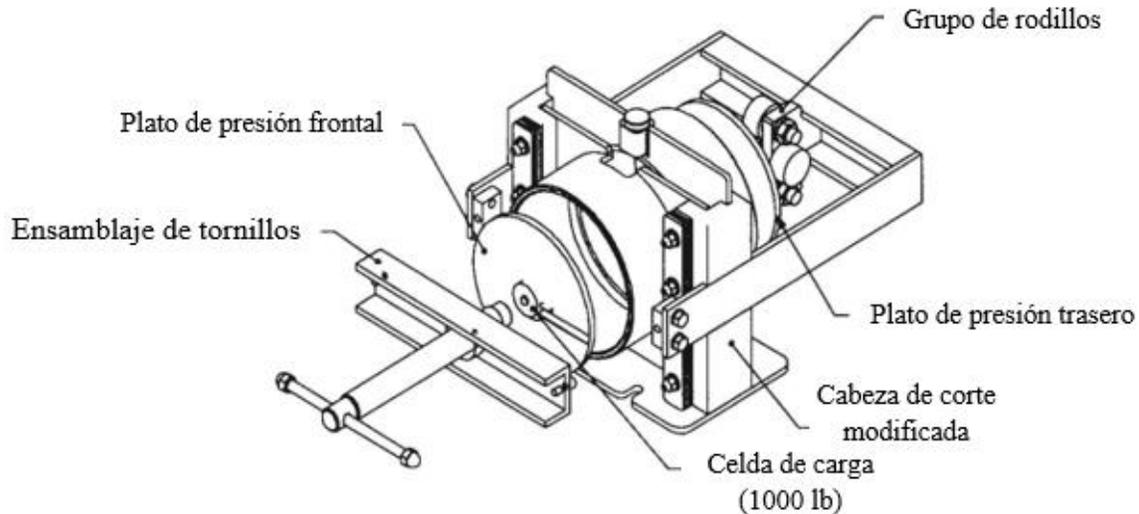


Figura 19. Dispositivo NCAT [56].

En la Universidad Politécnica de Cataluña, Miró *et al.* (2006) idearon un dispositivo de corte LCB, formado por una mordaza cilíndrica desmontable en la que se introduce el espécimen. El punto de aplicación de la carga P , está equidistante de los dos puntos de apoyo del conjunto, que actúa como una viga biapoyada, donde la sección de ensayo está sometida a esfuerzo cortante con un valor de carga equivalente a $P/2$ [12].

De forma similar, en la Universidad de Nottingham, Collop *et al.* (2009) acondicionaron la prueba de Leutner mediante la introducción de un espacio de 5 mm en el corte, de esta manera se eliminaba la desalineación entre la interfaz del espécimen y el plano de corte en el marco de carga. Comparando los resultados entre el marco de carga estándar y el modificado, se evidenció que se redujo significativamente el aplastamiento en el borde de las muestras y el coeficiente de variabilidad [61].

Durante el proyecto 09-40 del Programa Nacional de Investigación Cooperativa de Carreteras (NCHRP) (2012), se desarrolló el dispositivo de corte directo entre capas de Luisiana (LISST), para la caracterización de la resistencia al corte de la interfaz de muestras cilíndricas en el laboratorio. Este equipo está diseñado de tal manera que pueda acoplarse a cualquier máquina de prueba universal; cuenta con dos partes principales, un marco de corte y un marco de reacción. Se

coloca un espécimen cilíndrico dentro de los marcos de corte y reacción, y se bloquea en su lugar con collares; luego se carga el marco de corte. A medida que la carga vertical aumenta gradualmente, se produce una falla por cortante en la interfaz [3].

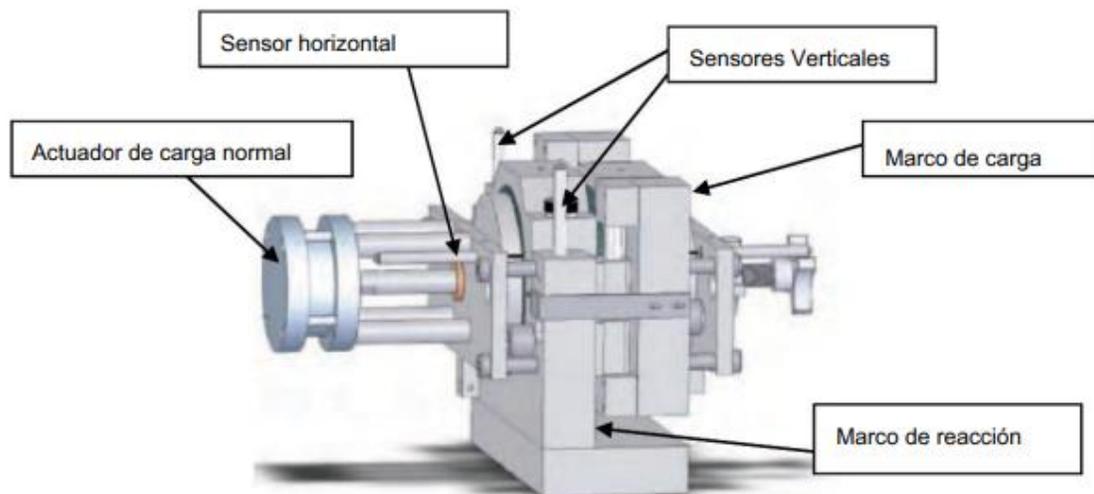


Figura 20. Dispositivo LISST [3].

1.5. Prueba de corte Laboratorio de Caminos de Barcelona (LCB)

La prueba de corte Laboratorio de Caminos de Barcelona (LCB), ha tenido mayor relevancia para la evaluación de la resistencia al corte debido a que se adapta mejor a los equipos estándar de aplicación de carga, además se basa en un dispositivo de fácil fabricación, el cual, permite medir de manera sencilla la resistencia a los esfuerzos tangenciales, causadas por una fuerza de corte aplicada a la interfaz de dos capas de concreto asfáltico [12].

Otra ventaja de este dispositivo es que su procedimiento se encuentra estandarizado mediante la norma NLT-382/08 “Evaluación de la adherencia entre capas de firme, mediante ensayo de corte” dispositivo B [13]. Adicionalmente cuenta con una recomendación de resistencia al corte media mínima, establecida en el artículo 531, riegos de adherencia del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes (PG-3) del Gobierno de España [14].

Según la norma, el dispositivo consiste en una mordaza cilíndrica desmontable de dos mitades con un diámetro de 101.6 mm o 150 mm, prevista de un sistema de cierre mediante tornillos, que permiten mantener la muestra sujeta en su interior. La junta de la muestra debe estar alejada 5 mm del soporte para permitir que la muestra se rompa fácilmente a lo largo del plano de unión, pero evitando que haya momento de flexión en la prueba. El punto de aplicación de la carga estará en una posición equidistante de los puntos de apoyo del conjunto, el cual actúa como una viga biapoyada como se observa en la Figura 21 [13].

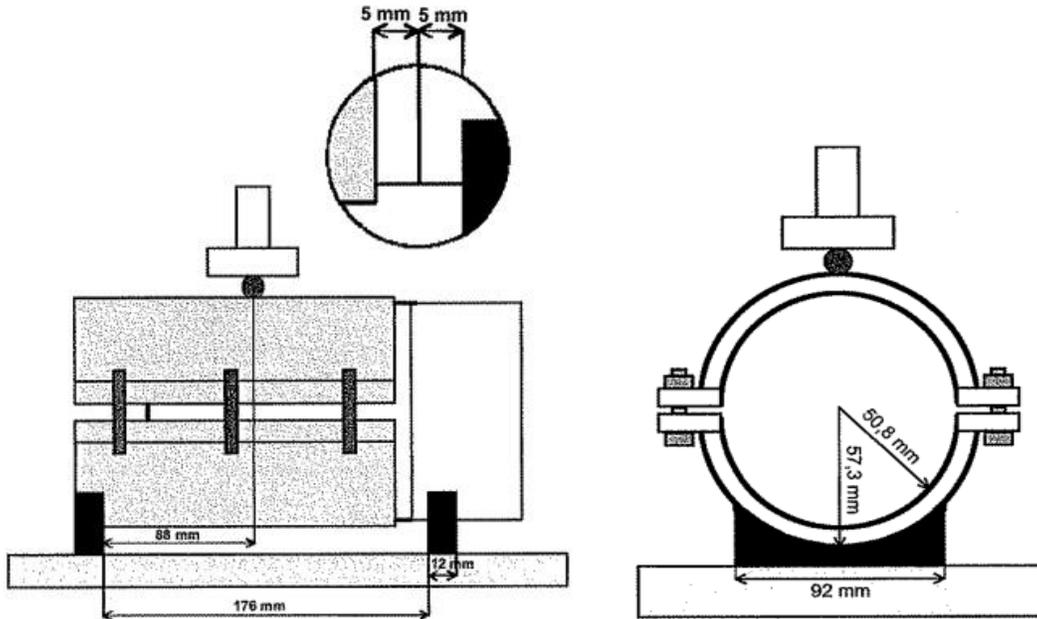


Figura 21. Dispositivo LCB. [13].

La prueba se realiza sobre testigos extraídos en una vía o sobre especímenes fabricadas en laboratorio, con un diámetro uniforme, de modo que no impida la colocación adecuada en el dispositivo de prueba. Se deben acondicionar los especímenes en una cámara termostática regulada a 20 ± 1 °C durante al menos tres horas, antes de la prueba [13].

Una vez que se ha colocado el espécimen en la mordaza, se ajustan los tornillos y se sitúa el conjunto en el dispositivo de corte, de tal forma que la interfaz quede sobresaliente 5 mm del extremo de la mordaza ya cerrada y a una distancia de otros 5 mm respecto del punto sobre el que se apoya el espécimen. Se aplica la carga a una velocidad de 2.5 mm/min, durante la prueba se registran los datos de carga y desplazamiento hasta la separación de las capas.

A partir del diagrama de carga-deformación de cada espécimen ensayado se determina la carga máxima, $F_{M\acute{a}x}$. La resistencia al corte (τ), se determina mediante la ecuación 2,

$$\tau = \frac{F_{m\acute{a}x}/2}{S} \quad ec. (2)$$

donde:

$F_{m\acute{a}x}$, Carga máxima de rotura, N

S, Superficie de la sección transversal, mm²

Miro *et al.* (2006) estudiaron la variabilidad de los resultados para una amplia gama de condiciones de prueba (diferentes tipos de emulsiones, diferentes temperaturas de prueba, pruebas en

condiciones secas y después de inmersión). Los coeficientes de variación son bajos cuando la prueba se realiza en especímenes que tienen la misma mezcla en la capa superior e inferior, por lo que la emulsión utilizada como riego de liga es la única variable. En este caso, los coeficientes de variación de la resistencia al corte oscilan entre el 1 y el 9%, calculados a partir de tres resultados individuales [12].

Sin embargo, cuando la mezcla para la capa superior e inferior no es la misma (con diferente composición de la mezcla, de cemento asfáltico, de contenido de cemento asfáltico, compacidad y contenido de vacíos de aire, etc.) los resultados de los especímenes tienen una mayor dispersión. En este caso, los coeficientes de variación oscilan entre el 6 y el 25% [12].

1.6. Mezclas asfálticas

Las mezclas asfálticas se pueden definir como una combinación homogénea de agregados pétreos y un material asfáltico, de manera que los agregados queden cubiertos por una película continua de este [62]. Por consiguiente, el comportamiento de la mezcla asfáltica se ve afectado por las propiedades individuales del agregado pétreo y del cemento asfáltico, y por la interrelación de ambos componentes dentro del sistema [2].

El agregado pétreo es el que proporciona la capacidad estructural de la mezcla asfáltica, lo cual, indica la relevancia de seleccionar un material que cumpla con las especificaciones técnicas de cada zona. El material asfáltico tiene la función de mantener unidas las partículas del agregado, por esta razón muchas veces se denomina ligante asfáltico. Las mezclas asfálticas están constituidas aproximadamente por un 90% de agregados pétreos de gradación gruesa y fina, un 5% de polvo mineral y otro 5% de material asfáltico.

Existen varios parámetros de clasificación de una mezcla asfáltica, entre los que resaltan la granulometría de los agregados de la mezcla y el proceso de fabricación. Dichas clasificaciones se muestran en la Tabla 3 [2].

Tabla 3. Parámetros de clasificaciones de mezclas asfálticas

Parámetro	Clasificación			
	Densa	Semidensa	Abierta	Porosa
Granulometría	Va < 6%	Va = 6% - 12%	Va = 12% - 20%	Va > 20%
Proceso de fabricación	En Caliente (HMA, por sus siglas en ingles)	Tibia (WMA, por sus siglas en ingles)	En Frio (CMA, por sus siglas en ingles)	

*Va: Vacíos de aire

1.6.1. Mezclas asfálticas en caliente y tibias

Las mezclas asfálticas en caliente (HMA por sus siglas en inglés) se fabrican con cementos asfálticos y agregados pétreos a temperaturas elevadas, en el rango de 140° a 160°C, según la viscosidad del cemento asfáltico [2].

Las HMA se caracterizan mediante cuatro aspectos, densidad de la mezcla, vacíos de aire (Va), vacíos en el agregado mineral (VAM) y contenido de cemento asfáltico. Estas características determinan el comportamiento de la mezcla compactada en la estructura del pavimento [55].

La densidad de la mezcla asfáltica compactada se define como el peso de un volumen específico de muestra. Es importante tener una alta densidad en las capas asfálticas terminadas para obtener un alto rendimiento de la estructura del pavimento. La densidad de la mezcla compactada se expresa, en kilogramos por metro cúbico (kg/m^3) o libras pie cúbico (lb/ft^3). La densidad es calculada al multiplicar la gravedad específica total de la mezcla por la densidad del agua [55].

Respecto a los vacíos de aire (Va) son espacios pequeños de aire que están presentes entre los agregados revestidos de la mezcla final compactada, estos Va son necesarios para permitir una compactación adicional bajo el tránsito, y proporcionar espacios a donde pueda fluir el cemento asfáltico durante este proceso. La durabilidad de la carpeta asfáltica es función del porcentaje de vacíos de aire, la razón de esto es que entre menor sea la cantidad de vacíos, menos va a ser la permeabilidad de la mezcla compactada. La densidad y el contenido de Va están directamente relacionados, entre más alta la densidad, menor es el porcentaje de Va en la mezcla y viceversa [55].

Los vacíos en el agregado mineral (VAM) son los espacios de aire que existe entre las partículas de agregado en una mezcla compactada, incluyendo los espacios que están llenos de cemento asfáltico. Los VAM representan el espacio disponible para acomodar el volumen efectivo de cemento asfáltico y el volumen de vacíos de la mezcla. Cuanto mayor sea el VAM, más espacio habrá disponible para la película de cemento asfáltico. Existen valores mínimos para el VAM, los cuales están recomendados y especificados en función al tamaño del agregado, estos valores se basan en el hecho de que cuando más gruesa sea la película de cemento asfáltico que cubre las partículas de agregado, más durable será la mezcla [55].

El contenido óptimo de cemento asfáltico de una mezcla en caliente depende, en gran parte, de las características del agregado, tales como la granulometría y la capacidad de absorción. Respecto a la granulometría, entre más finos contenga la gradación de la mezcla, mayor será el área superficial total, y mayor será la cantidad de cemento asfáltico requerida para cubrir uniformemente todas las partículas. Por otro lado, la capacidad de absorción del agregado es una propiedad clave, debido a que se debe agregar suficiente cemento asfáltico a la mezcla para permitir absorción y para que además se puedan cubrir las partículas con una película uniforme de cemento asfáltico [55].

Una vez compactada la mezcla asfáltica en caliente, las propiedades mecánicas más relevantes para evaluar su comportamiento mecánico son: estabilidad, durabilidad, flexibilidad, resistencia a

la fatiga, resistencia al fracturamiento por bajas temperaturas, resistencia al daño por humedad, resistencia al deslizamiento y trabajabilidad [2].

Por otra parte, las mezclas asfálticas tibias (WMA por sus siglas en inglés) se producen a temperaturas de 100° a 140 °C. De acuerdo con el reporte 691 del proyecto *NCHRP 9-43*, el objetivo de este tipo de mezclas asfálticas es tener características de resistencia, durabilidad y rendimiento similares a las HMA al emplear temperaturas de producción reducidas. Las WMA generan mediante la reducción de la temperatura de trabajo beneficios ambientales y de salud: menor consumo de gases efecto invernadero, disminución del consumo de combustible y baja exposición de los trabajadores a los vapores del cemento asfáltico [63].

Existen tres tipos de procesos para fabricación de las WMA, los que usan aditivos orgánicos (cera sintética), los que usan aditivos químicos (surfactantes) y los que usan técnicas para espumar el cemento asfáltico (vapor de agua, agregado húmedo o zeolita sintética). En consecuencia, estos procesos permiten disminuir la viscosidad del cemento asfáltico y mejorar así el recubrimiento de los agregados pétreos y la trabajabilidad de la mezcla durante su proceso de fabricación [63]. Además, la mayor parte del envejecimiento del cemento asfáltico que se produce en las mezclas HMA, ocurre en la planta productora donde se expone a temperaturas elevadas. Una temperatura de mezclado más baja reduce el envejecimiento, mejorando la flexibilidad y longevidad de las carpetas asfálticas.

El proceso para la fabricación de mezclas WMA que incluye un aditivo orgánico, se llama Sasobit® y es un producto de Sasol-Wax, Sudáfrica, es un aditivo en cera sintética creada mediante un proceso de gasificación del carbón. Estas ceras orgánicas tienen cadenas químicas más largas, que permiten mantener la cera en solución y reducir la viscosidad del cemento asfáltico. Tienen un punto bajo de fusión aproximadamente 100°C y es completamente soluble en el cemento asfáltico a 120°C, lo que le permite cambiar químicamente la curva de temperatura-viscosidad del cemento asfáltico. La proporción agregada a la mezcla es entre 3 a 4% respecto al peso de esta, permite una reducción en las temperaturas de producción de 12° a 28°C y mejora el proceso de compactación [64].

Referente al proceso de aditivos químicos, el aditivo Evotherm®, es una tecnología que se basa en un paquete químico que incluye agentes emulsionantes catiónicos, es decir, es una emulsión con alto contenido de cemento asfáltico, aproximadamente 70%, que mejora su adherencia con el agregado, optimizando la trabajabilidad de la mezcla y reduciendo las temperaturas de producción hasta 40°C. Este tipo de aditivo no requiere cambios en la planta productora, y se trata solo de cambiar el cemento asfáltico tradicional utilizado en las mezclas HMA por este tipo de emulsión asfáltica [64].

Para los procesos que usan técnicas para espumar el cemento asfáltico, está la tecnología que emplea la zeolita como aditivo. La zeolita sintética es un polvo fino blanco, que está compuesto por silicato de sodio y aluminio hidratado, se agrega a la mezcla al mismo tiempo que el cemento asfáltico, de forma que permita la liberación de agua. Los componentes de la zeolita pueden

desprender un 21% de agua en masa. Esta liberación de agua forma una espuma en el cemento asfáltico y de este modo aumenta temporalmente su trabajabilidad y rendimiento a bajas temperaturas. La zeolita es normalmente agregada en proporciones de 0.3% del peso total de la mezcla HMA. Las temperaturas de producción pueden ser reducidas a un rango de 100° a 145°C [64].

Otro proceso que permite espumar el cemento asfáltico es WAM-Foam®. Este procedimiento introduce un cemento asfáltico suave y uno duro espumoso en diferentes tiempos del ciclo de mezclado durante la producción. En este proceso, un componente del cemento asfáltico suave es mezclado con el agregado en la primera etapa en un rango de temperatura de 100° a 120°C, para cubrir completamente el agregado. En la segunda etapa de producción, el cemento asfáltico de base dura se mezcla con una pequeña cantidad de agua fría para inducir la formación de espuma y mejorar las capacidades de recubrimiento. Esta combinación actúa bajando la viscosidad para proveer la viabilidad necesaria. Esto permite que la mezcla sea colocada y compactada a una temperatura de 80° a 90°C [64].

Por otra parte, para el diseño de las WMA se debe tener en cuenta los siguientes aspectos, el grado de desempeño del cemento asfáltico, el cual está en función del tipo de proceso utilizado para la fabricación de la mezcla, por ejemplo, el proceso con cera sintética Sasobit requiere un grado de cemento asfáltico más bajo para obtener el mismo porcentaje de vacíos de aire que un HMA tradicional. Otros factores son; el contenido óptimo de cemento asfáltico y la gradación del agregado pétreo, para los cuales se emplea los mismos parámetros de selección que para las mezclas asfálticas en caliente de gradación densa [64].

A nivel general, una vez compactada la mezcla WMA se debe evaluar su comportamiento mecánico bajo las mismas propiedades mecánicas que la HMA, como la estabilidad, la durabilidad, la flexibilidad, la resistencia a la fatiga, etc.

1.6.2. Mezclas asfálticas con granulometría densa y abierta

Las mezclas asfálticas densas se fabrican a cualquier temperatura, pueden ser en caliente, en frío o mezclas tibias; con tamaño nominal entre 37.5 mm (1 ½ in) y 9.5 mm (3/8 in). Son utilizadas para la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos, en los que se requiere una alta resistencia estructural o en renivelaciones y refuerzo de pavimentos existentes [65]. Son mezclas asfálticas homogéneas y prácticamente impermeables lo que las hace altamente resistentes a la intemperie, Figura 22.

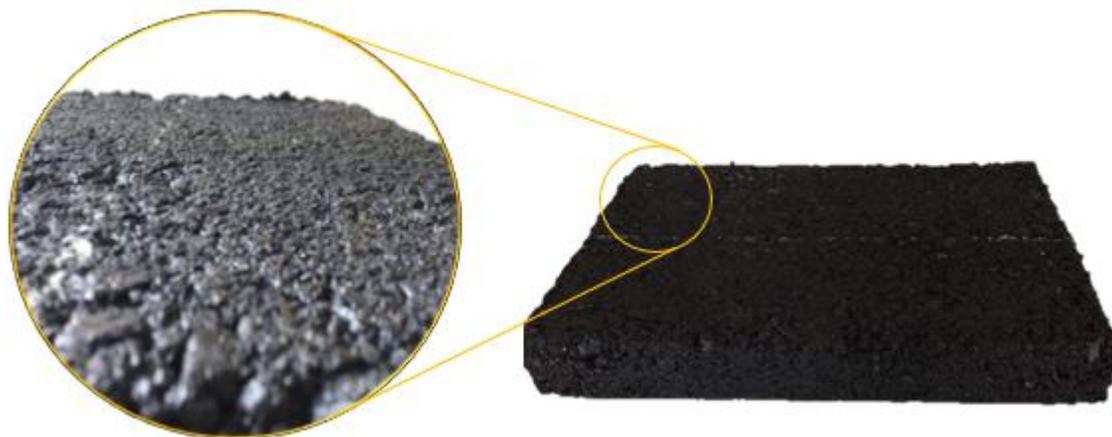


Figura 22. Mezcla asfáltica de granulometría densa

El material pétreo que se emplea en la fabricación de mezclas asfálticas de granulometría densa debe cumplir con las características granulométricas y de calidad expuestas en la Tabla 4 y Tabla 5 respectivamente, como se establecen en la norma *N-CMT-4-04/08*. Se debe garantizar que el material sea 100% producto de trituración de roca sana [66].

Tabla 4. Requisitos granulométricos del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa para cualquier valor de tránsito esperado

Malla		Tamaño nominal del material pétreo, [mm] [in]				
Abertura [mm]	Designación [-]	9.5 (3/8)	12.5 (1/2)	19 (3/4)	25 (1)	37.5 (1 1/2)
Porcentaje que pasa						
50	2"	--	--	--	--	100
37.5	1 1/2"	--	--	--	100	90 – 100
25	1"	--	--	100	90 – 100	74 – 90
19	3/4"	--	100	90 – 100	79 – 90	62 – 79
12.5	1/2"	100	90 – 100	72 – 90	58 – 71	46 – 60
9.5	3/8"	90 – 100	76 – 90	60 – 76	47 – 60	39 – 50
6.3	1/4"	70 – 81	56 – 69	44 – 57	36 – 46	30 – 39
4.75	N°4	56 – 69	45 – 59	37 – 48	30 – 39	25 – 34
2	N°10	28 – 42	25 – 35	20 – 29	17 – 24	13 – 21
0.85	N°20	18 – 27	15 – 22	12 – 19	9 – 16	6 – 13
0.425	N°40	13 – 20	11 – 16	8 – 14	5 – 11	3 – 9
0.25	N°60	10 – 15	8 – 13	6 – 11	4 – 9	2 – 7
0.15	N°100	6 – 12	5 – 10	4 – 8	2 – 7	1 – 5
0.075	N°200	2 – 7	2 – 6	2 – 5	1 – 4	0 – 3

EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS DE CONCRETO ASFÁLTICO LIGADAS CON EMULSIÓN

Tabla 5. Requisitos de calidad del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa para cualquier valor de tránsito esperado

Características	Valor
Densidad relativa, mínimo	2.4
Desgaste de los Ángeles, [%], máximo	30
Partículas alargadas y lajeadas, [%], máximo	35
Equivalente de arena, [%], mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua, [%], máximo	25

Con respecto a las mezclas asfálticas de granulometría abierta tipo *Open Graded Friction Course* (OGFC) según el protocolo AMAAC PA-CR 04/2016, son mezclas en caliente con alto porcentaje de vacíos (20 al 22%), utilizadas como una superficie de rodadura, lo que permite que el agua de lluvia sea desplazada por las llantas de los vehículos, ocupando los vacíos de la carpeta, con lo que se incrementa la fricción de las llantas con la superficie de rodadura [1]. Este tipo de carpetas se construyen normalmente con un espesor menor de cuatro centímetros sobre una carpeta asfáltica de granulometría densa, por ende, no cumplen ninguna función estructural [67], Figura 23.



Figura 23. Mezcla asfáltica de granulometría OGFC

Para las mezclas OGFC se sugiere el uso de fibras para incrementar la cohesión y la durabilidad de la mezcla. La dosificación de la fibra será del 0.3% o más, respecto a la masa total de la mezcla, para prevenir el escurrimiento del cemento asfáltico de acuerdo con la norma *AASHTO T 305-97*. Las fibras más utilizadas para este fin son de: celulosa, minerales y acrílicas [1], Figura 24.



Figura 24. Fibra de celulosa [68]

De igual forma que para las mezclas asfálticas densas, en la norma *N-CMT-4-04/08* se establecen los requisitos granulométricos y de calidad del material pétreo para la fabricación de mezclas asfálticas de granulometría abierta, estos se muestran en la Tabla 6 y Tabla 7, respectivamente [66].

Tabla 6. Requisitos granulométricos del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría abierta

Malla		Porcentaje que pasa	
Abertura [mm]	Designación [-]	Para espesores ≤ 4 cm	Para espesores > 4 cm
25	1"	--	100
19	¾"	100	62 – 100
12.5	½"	65 – 100	45 – 70
9.5	3/8"	48 – 72	33 - 58
6.3	¼"	30 – 52	22 – 43
4.75	N°4	18 – 38	14 – 33
2	N°10	5 – 19	5 – 19
0.075	N°200	2 – 4	2 – 4

Tabla 7. Requisitos de calidad del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría abierta

Características	Valor
Densidad relativa, mínimo	2.4
Desgaste de los Ángeles, [%], máximo	30
Partículas alargadas y lajeadas, [%], máximo	25
Equivalente de arena, [%], mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua, [%], máximo	25

2. METODOLOGÍA

2.1. Introducción

Para llevar a cabo esta investigación fue necesaria la fabricación de 60 especímenes de concreto asfáltico doble capa con mezclas tibias y calientes, con el fin de evaluar las fuerzas de corte en la interfaz de las capas asfálticas, y conocer la influencia de la granulometría de la capa superior y el tipo de riego de liga usado como capa de adherencia. La Figura 25 muestra un resumen de la metodología empleada, dichos procesos se explican detalladamente en este capítulo.

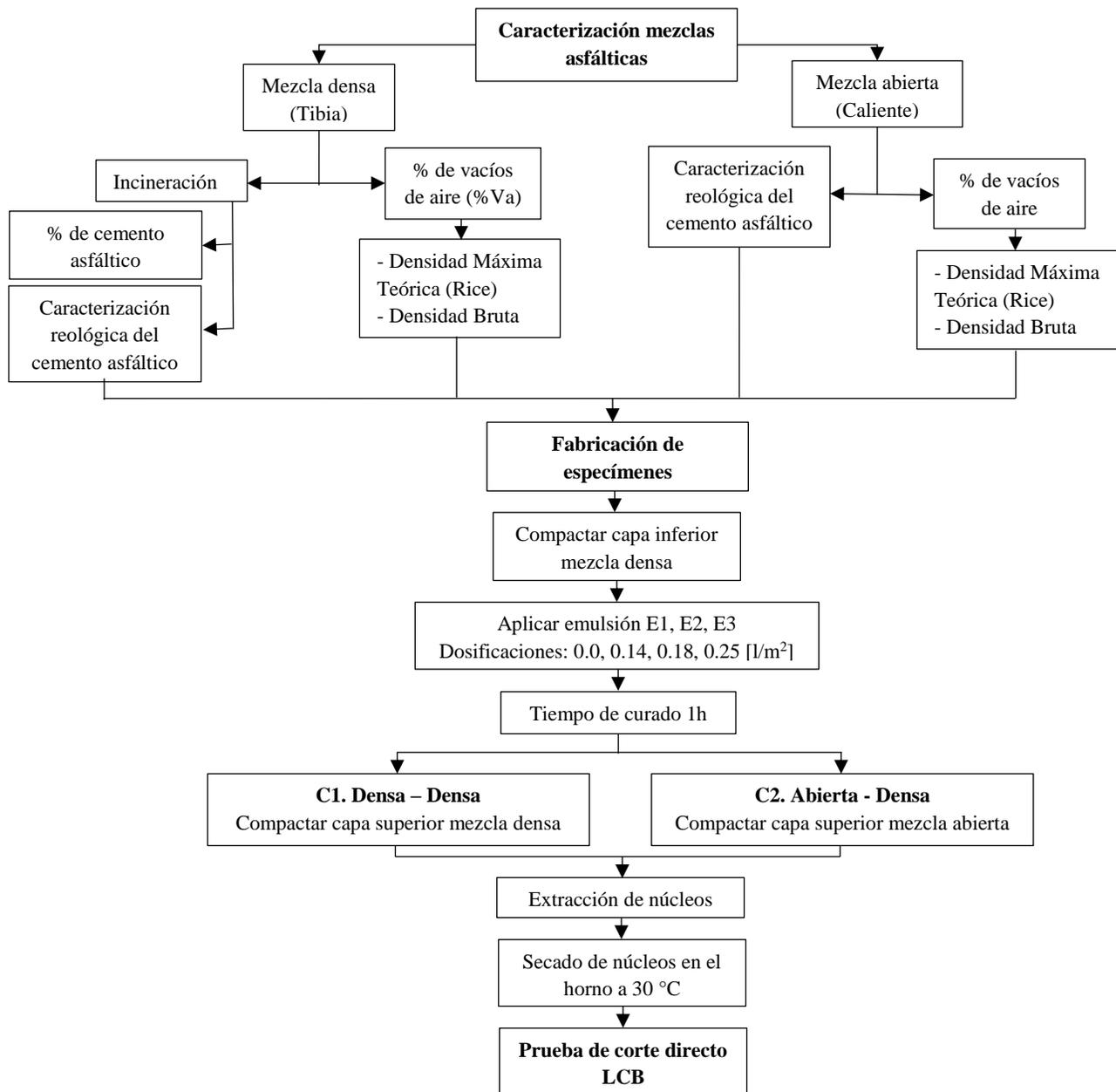


Figura 25. Diagrama de la metodología de la investigación

2.2. Materiales

En esta investigación, se emplearon dos tipos de mezclas asfálticas: una mezcla tipo *Open Graded Friction Course* (OGFC) y una mezcla densa tibia (WMA). La mezcla OGFC fue diseñada y fabricada en laboratorio de acuerdo con el Protocolo AMAAC para mezclas abiertas en caliente, se empleó un cemento asfáltico convencional con grado PG 64-22 y como agente estabilizador, para evitar el escurrimiento del cemento asfáltico, una fibra celulosa en forma de pellets. La mezcla WMA fue suministrada por la Planta Productora de Mezclas Asfálticas de la Ciudad de México (PPMA), la cual fue diseñada en dicha planta de acuerdo con las recomendaciones de las Normas de Construcción de la Administración Pública de la Ciudad de México, y fue elaborada con un cemento asfáltico modificado con grado PG 70-22. Las dos mezclas emplean un agregado pétreo de origen basáltico con un tamaño máximo de 19 mm (3/4 in). Además, como riego de liga, en la fabricación de los especímenes, se utilizaron tres tipos de emulsiones asfálticas ECR6590, ECR65P y ECR45P.

2.2.1. Agregado pétreo

El proceso de caracterización del agregado pétreo se llevó a cabo en dos etapas, debido a que la mezcla densa fue donada por la Planta Productora de Mezclas Asfálticas (PPMA) de la Ciudad de México y la mezcla abierta fue fabricada en laboratorio.

El agregado pétreo empleado en esta investigación fue basalto triturado, para ambos casos. Para determinar las características del agregado de la mezcla densa fue necesario realizar un proceso de incineración de acuerdo con la normativa ASTM D 6307-19 *Standard Test Method for Asphalt Content of Asphalt Mixture by Ignition Method* [69].

La Figura 26, muestra el proceso de la prueba de incineración, el cual, consistió en tomar una muestra representativa por medio de cuarteos y colocarla al interior de una canastilla distribuida uniformemente. Posteriormente, se introdujo la canastilla en el horno, y se llevó a una temperatura de $540^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, por un lapso de 90 min para completar el proceso de ignición de la mezcla asfáltica. Para finalizar, se retiró la canastilla del horno, dejándose enfriar a temperatura ambiente y se obtuvo el porcentaje de cemento asfáltico a partir de las masas registradas antes y después de la ignición [69].



Figura 26. Determinación del contenido de cemento asfáltico de la mezcla por el método de ignición.

A continuación, la Tabla 8 muestra los resultados de las pruebas de consenso realizadas a los agregados pétreos de la mezcla asfáltica densa.

Tabla 8. Especificaciones del agregado pétreo de la mezcla asfáltica densa

Prueba	Norma ASTM	Especificación	Resultado
Equivalente de arenas, [%]	D 2419	45% mín.	63
Forma de partículas planas y alargadas (relación 5:1), [%]	D 4791	40% máx.	2.4
Angularidad del agregado fino, [%]	C 1252	45% mín.	50.3
Caras fracturadas, [%]	D 5821	85% mín.	99
Intemperismo Acelerado, [%]	C 88	15% máx.	7



Figura 27. Agregado pétreo mezcla asfáltica densa.

METODOLOGÍA: Materiales

Para la caracterización del agregado pétreo utilizado en la fabricación de la mezcla asfáltica abierta (OGFC), se realizó un proceso de cribado y lavado antes de ser sometido a las pruebas de caracterización. La Tabla 9, muestra los resultados de las pruebas de consenso realizadas al agregado de la mezcla OGFC, y la Figura 28 muestra el agregado utilizado.

Tabla 9. Especificaciones para pruebas de consenso de agregado pétreo de la mezcla asfáltica OGFC

Prueba		Norma ASTM	Especificación	Resultado
Equivalente de arena, [%]		D 2419	Min. 40%	68.60
Abrasión los ángeles, [%]	Tipo B	C 131	Max. 30%	8.27
	Tipo D			8.27
Angularidad, [%]		C 1252	Min. 30%	41.31
Forma de partículas planas y alargadas (relación 5:1), [%]	# ¾	D 4791	Max. 10% para un tránsito <10, en 10 ⁶ ESALs.	0
	# ½			0
	# ⅜			1.33
	# ¼			0
Intemperismo acelerado, [%]		C 88	Max. 10%	7



Figura 28. Agregado pétreo mezcla asfáltica OGFC

2.2.2. *Cemento asfáltico*

Los cementos asfálticos utilizados en la mezcla con granulometría abierta y en la mezcla de granulometría densa suministrada por la PPMA, se caracterizaron por su grado de desempeño (PG) a altas temperaturas, de acuerdo con la metodología Superpave, mediante el reómetro de corte dinámico (DSR) que evalúa las propiedades viscoelásticas del cemento asfáltico, Figura 29.



Figura 29. Reómetro de corte dinámico (DSR)

Por cada tipo de cemento asfáltico se elaboraron y ensayó tres especímenes. El cemento asfáltico empleado para el diseño de la mezcla asfáltica de granulometría abierta fue de tipo convencional con un grado de rendimiento PG 64-22. Mientras que, para la mezcla asfáltica de granulometría densa, donada por la PPMA se empleó un cemento asfáltico modificado con TB-2 PLUS, con un grado de rendimiento PG 70-22. Es importante mencionar que la prueba para determinar el grado de desempeño a bajas temperaturas no se realizó, por lo que se asumió que es -22°C . Los resultados de la caracterización de los cementos asfálticos se muestran en la Tabla 10.

Tabla 10. Grado PG cementos asfálticos utilizados durante la investigación

Parámetros	Cemento asfáltico WMA			Cemento asfáltico OGFC		
	1	2	3	1	2	3
Ángulo de fase, δ [°]	82.74	82.85	82.73	86.69	86.74	86.69
Módulo de corte, G^* [kPa]	1.206E+03	1.223E+03	1.256E+03	1.397E+03	1.377E+03	1.469E+03
$G^*/\sin(\delta)$, [Pa]	1.216E+03	1.232E+03	1.266E+03	1.399E+03	1.379E+03	1.467E+03
Grado PG	70			64		

2.2.3. Emulsión asfáltica

Se utilizaron tres emulsiones asfálticas catiónicas de rompimiento rápido de tres tipos. La Tipo 1 convencional con 65% de cemento asfáltico residual (ECR65), la Tipo 2 modificada con polímero y con 65% de cemento asfáltico residual (ECR65P) y la Tipo 3 termoadherente modificada con polímero y con 45% de cemento asfáltico residual (ECR45P). En la Tabla 11, se presenta la caracterización de las emulsiones asfálticas usadas en la investigación, dicha caracterización fue suministrada por el proveedor de las emulsiones.

Tabla 11. Caracterización emulsiones asfálticas

Tipo de emulsión	ECR45P	ECR6590	ECR65P
<i>Pruebas a la emulsión</i>			
Contenido cemento asfáltico, [%]	51.4	65.4	65.3
Retenido malla No. 20, [%]	0.000	0.013	0.009
Viscosidad Saybolt 50°C, [SSF]	11.0	294.0	85.0
Densidad @25 °C, [gr/l]	1014.82	1008.84	1007.57
<i>Tamaño de partícula, micras (por difracción láser)</i>			
D (v, 0.1)	2.0434	3.3897	1.4931
D (v, 0.5)	3.8816	5.3172	2.5250
D (v, 0.9)	6.3825	7.7913	4.5882
Promedio	4.0813	5.4885	2.8231
Spam	1.1179	0.8278	1.2258

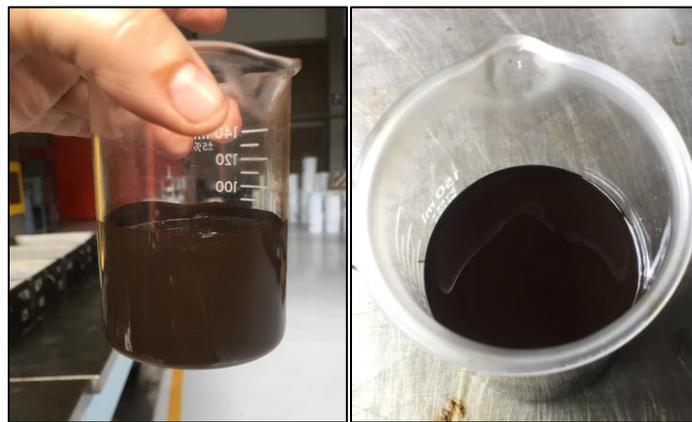


Figura 30. Emulsiones asfálticas empleadas en la investigación

Las dosificaciones de emulsión asfáltica utilizadas en este trabajo fueron de 0.14, 0.18 y 0.25 l/m². La selección de estos valores se realizó de acuerdo a las recomendaciones del *Instituto del Asfalto*, de la *Federal Highway Administration (FHWA)* y la *Asociación Mexicana del Asfalto A.C. (AMAAC)* [3, 5, 26].

En la Tabla 12 se presenta la tasa de aplicación de las emulsiones, estos valores fueron calculados mediante la ecuación 1 del inciso 1.1.1. Se aplicó un porcentaje de pérdida de 5% para todas las emulsiones.

Tabla 12. Dosificación de emulsión aplicada en laboratorio

Tipo de emulsión	Dosificación cemento asfáltico residual [l/m ²]	Contenido cemento asfáltico [%]	Tasa de aplicación /m ² [l/m ²]	Tasa de aplicación / ½ placa [ml]
ECR-6590	0.14	65.4	0.21	13.5
	0.18	65.4	0.28	17.3
	0.25	65.4	0.38	24.1
ECR-65P	0.14	65.3	0.21	13.5
	0.18	65.3	0.28	17.4
	0.25	65.3	0.38	24.1
ECR-45P	0.14	51.4	0.27	17.2
	0.18	51.4	0.35	22.1
	0.25	51.4	0.49	30.6

2.2.4. Agente estabilizador

Para la fabricación de las mezclas abiertas, se emplearon fibras de celulosa Viatop Premium, con el objetivo de inhibir el escurrimiento del cemento asfáltico. La dosificación de estas fue de 0.3% respecto a la masa total de la mezcla; dichas fibras se encuentran pre-cubiertas de cemento asfáltico y son suministradas en forma de pellets, con el fin de facilitar la disgregación y distribución homogénea de las fibras en la mezcla, Figura 31.

La Tabla 13, muestra las características de calidad de la fibra de celulosa empleada en esta investigación [68].

Tabla 13. Características de calidad de la fibra celulosa

Características	Valor
Longitud de la fibra, [mm]	6.0
Pesando 150 µm, [%]	60
Contenido de cenizas, [%]	18
pH, [%]	7.5
Contenido de Humedad, [%]	5.0



Figura 31. Fibra de celulosa.

2.3. Granulometría

2.3.1. Mezcla asfáltica densa tibia (WMA)

La Figura 32 presenta la distribución granulométrica de los agregados pétreos obtenidos de la mezcla asfáltica tibia, mediante el proceso de incineración. La granulometría se acerca ligeramente los estándares establecidos en las Normas de Construcción de la Administración Pública de la Ciudad de México. Es decir, de forma aproximada se ajusta al límite inferior de los límites de control establecidos. Se determinó que la granulometría presenta un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ " (19.00 mm) y un tamaño máximo nominal de $\frac{1}{2}$ " (12.50 mm).

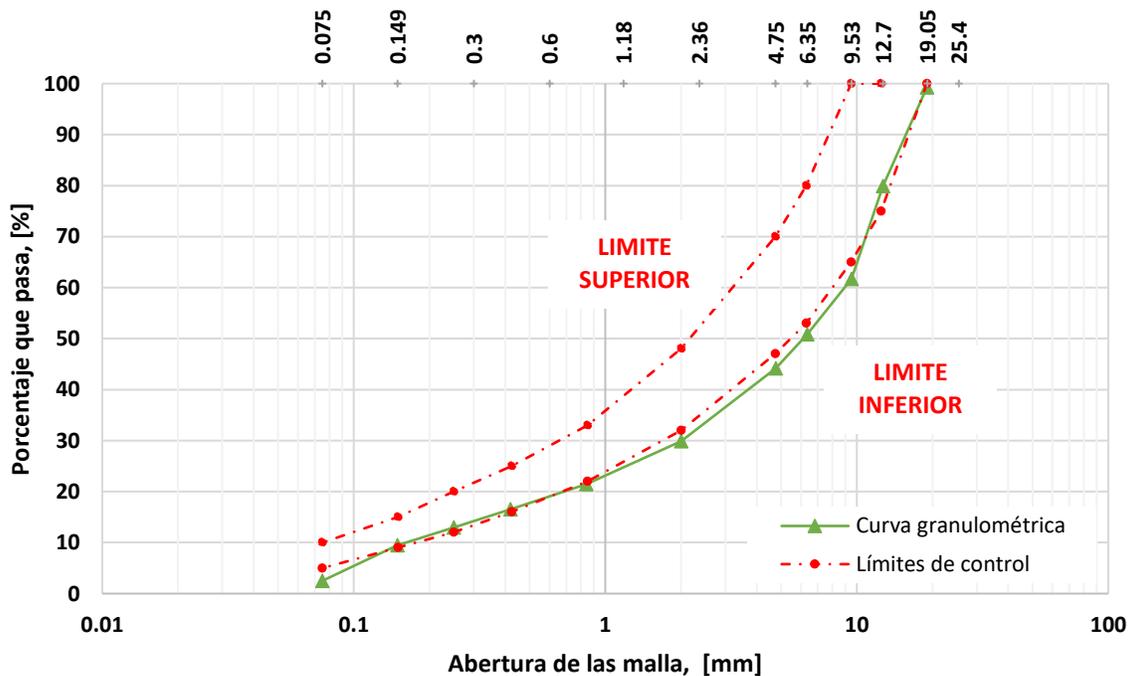


Figura 32. Curva granulométrica mezcla asfáltica densa.

2.3.2. Mezcla abierta tipo Open Graded Friction Course (OGFC)

Para el diseño de las mezclas de granulometría abierta es importante considerar el espesor donde se colocará la mezcla, debido a que este tipo de concretos asfálticos se construyen sobre una granulometría densa, se debe de cumplir una relación mínima de 1:3 respecto a la mezcla densa (donde 1 corresponde al tamaño nominal y 3 al espesor de la capa donde será colocada).

La granulometría de la mezcla, mostrada en la Figura 33, presenta un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ " (19.00 mm) y un tamaño máximo nominal de $\frac{1}{2}$ " (12.50 mm); y cumple los límites de control granulométricos establecidos por la Secretaría de Infraestructura de Comunicaciones y Transportes SICT. El diseño de la mezcla se obtuvo de una investigación anterior realizada en el Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería UNAM [68], que cumple con las recomendaciones del Protocolo AMAAC PA-CR 04/2016 [1].

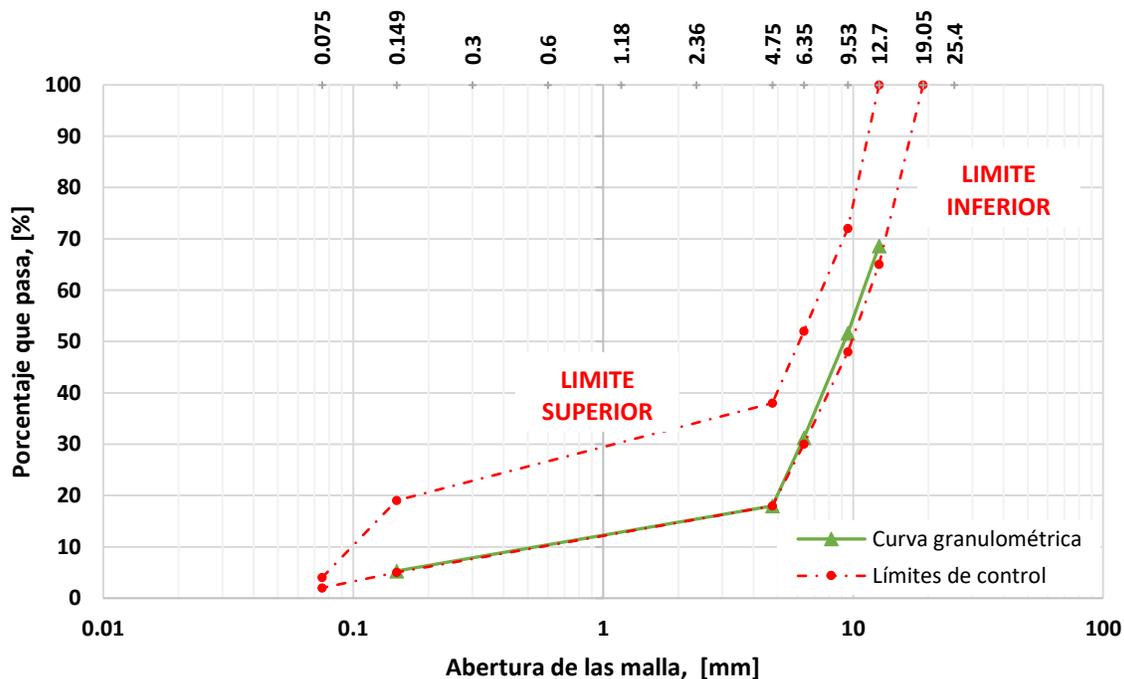


Figura 33. Curva granulométrica mezcla asfáltica OGFC.

2.4. Fabricación de especímenes

Se fabricaron un total de 10 placas de concreto asfáltico doble capa, a cada placa se le extrajeron 6 especímenes de prueba, con un diámetro de 101.6 mm y una altura de 100 mm, para un total de 60 especímenes. Tal como se ilustra en la Figura 34, se estudiaron dos conjuntos de sistemas de capas asfálticas: Combinación 1, capa superior e inferior mezcla asfáltica densa tibia (C1 Densa –

Densa), Combinación 2, capa superior mezcla asfáltica de tipo OGFC en caliente y capa inferior mezcla asfáltica densa tibia (C2 Abierta – Densa). Las características de cada mezcla asfáltica son expuestas en los incisos siguientes. En cada combinación de análisis se utilizaron tres riegos de liga: ECR65, ECR65P y ECR45P, con tres dosificaciones 0.14, 0.18 y 0.25 l/m² de cemento asfáltico residual, además de una prueba de referencia, es decir, una interfaz sin riego de liga.

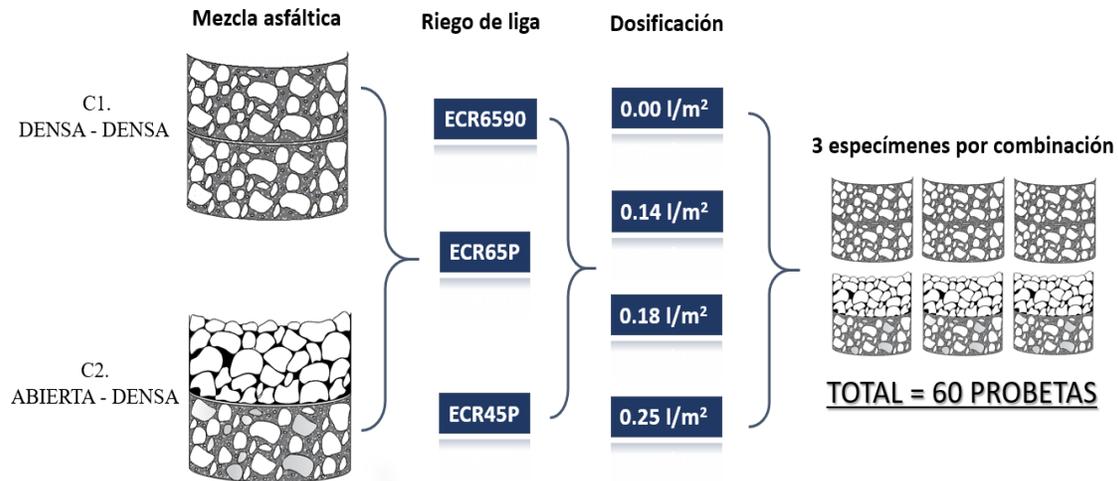


Figura 34. Variables utilizadas en el plan experimental.

2.4.1. Mezcla asfáltica densa tibia (WMA)

Se determinó el contenido óptimo de cemento asfáltico de la mezcla, mediante el proceso de incineración mencionado en el inciso 2.2.1.

Para el cálculo de los vacíos de aire (V_a) de la mezcla asfáltica compactada, fue necesario la obtención de la Gravedad Específica Máxima (G_{mm}), la cual se realizó conforme a la norma ASTM D 2041, *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures* [70], y la determinación de la Gravedad Específica Aparente (G_{mb}), mediante la norma ASTM D 2726, *Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures* [71].

Para determinar el valor de G_{mm} , se tomó una muestra representativa por medio de cuarteos, se colocó la muestra en el picnómetro, el cual debe estar previamente calibrado y pesado. Posteriormente se vertió agua destilada en el picnómetro, garantizando que la muestra se sumerja por completo, Figura 35.



Figura 35. Determinación de la densidad máxima teórica en mezclas asfálticas – Mezcla asfáltica densa.

Después, se aplicó un vacío a una presión de 30 mm de Hg durante 15 min, el vacío se retiró gradualmente y se procede al aforo del picnómetro con agua destilada y desaireada evitando introducir aire a la muestra. Se colocó la tapa del recipiente para poder expulsar el excedente de agua y se registró la masa del picnómetro aforado. Se tomaron tres lecturas de la temperatura del agua (inferior, superior y media), para obtener una temperatura promedio, la cual, no debe de variar de $25 \pm 1^\circ\text{C}$ [70], Figura 36.



Figura 36. Determinación de la densidad máxima teórica en mezclas asfálticas 2da parte – Mezcla asfáltica densa.

La determinación del Gmb, se realizó con especímenes de mezcla asfáltica compactados. Se tomó la masa de la placa en condición seca a temperatura ambiente. Luego se sumerge en un baño de agua a 25°C por un tiempo de 3 a 5 min, cuando no presente variaciones en la masa, se registra la masa de la placa sumergida. Por último, la placa se saca del agua y se seca superficialmente con una toalla húmeda, para obtener la condición saturada superficialmente seca y se registra la masa, Figura 37.



Figura 37. Determinación de la densidad específica bruta en mezclas asfálticas compactadas – Mezcla asfáltica densa.

Por tanto, para la obtención de la volumetría, grado de rendimiento (PG) y determinación del contenido óptimo de cemento asfáltico de la mezcla asfáltica densa, se evaluaron tres placas con dimensiones 50 mm de altura, 300 mm de ancho y 400 mm de alto, dichas propiedades se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14. Características de la mezcla asfáltica densa.

Parámetro	Característica
Vacíos de aire, [%]	4 - 5
Contenido óptimo de cemento asfáltico, [%]	6.0
Rango de temperatura de mezclado recomendado, [°C]	100 - 140

2.4.2. Mezcla abierta tipo Open Graded Friction Course (OGFC)

Teniendo en cuenta el diseño suministrado por el Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM [68], se fabricaron tres placas con dimensiones 50 mm de altura, 300 mm de ancho y 400 mm de largo, con el fin de obtener las características finales de la mezcla asfáltica OGFC mostradas en la Tabla 15. La Figura 38 muestra el proceso de fabricación de la mezcla OGFC para cada placa.

Tabla 15. Características de la mezcla asfáltica OGFC

Parámetro	Característica
Vacíos de aire, [%]	15 - 20
Contenido óptimo de cemento asfáltico, [%]	5.0
Rango de temperatura de mezclado recomendado, [°C]	140 – 155



Figura 38. Proceso de mezclado – OGFC

Las Figura 39 y 40, muestran los procedimientos descritos en el inciso 2.4.1 para el cálculo de los vacíos de aire (V_a) de la mezcla asfáltica OGFC compactada, la Gravedad Específica Máxima (G_{mm}), y la Gravedad Específica Aparente (G_{mb}), respectivamente.



Figura 39. Determinación de la densidad máxima teórica en mezclas asfálticas – Mezcla asfáltica OGFC

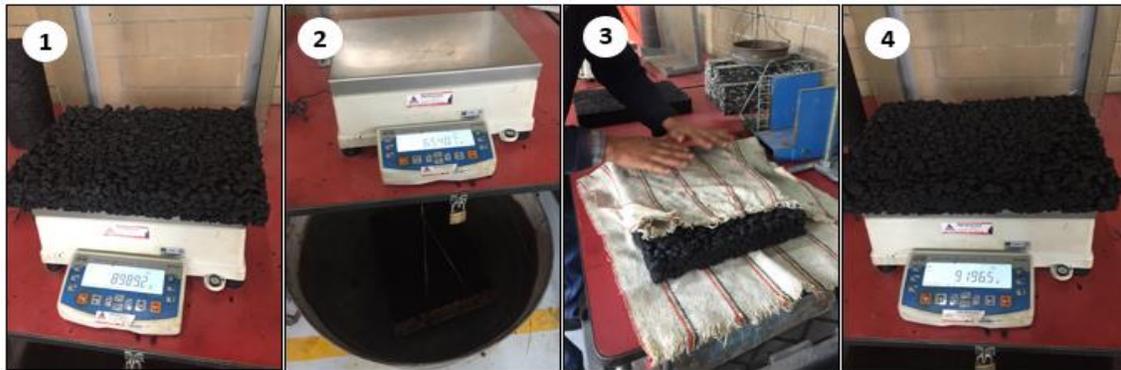


Figura 40. Determinación de la densidad específica bruta en mezclas asfálticas compactadas – Mezcla asfáltica OGFC

2.4.3. Compactación de especímenes

Con base en las pruebas de caracterización de las dos mezclas asfálticas, se fabricaron diez placas de concreto asfáltico de 300 mm de ancho, 400 mm de largo y una altura de 100 mm. Las placas estuvieron conformadas por dos capas de mezcla asfáltica con altura de 50 mm y unidas por el riego de liga. La capa superior representa la capa de rodadura, la cual, puede ser una capa estructural o una capa drenante; la capa inferior representa una capa intermedia; en esta investigación se consideró que los especímenes simbolizan la construcción de un pavimento nuevo compuesto por dos capas ligadas, debido que la capa inferior no presenta una superficie rugosa típica de aquellas capas que son sometidas a procesos de fresado.

Las placas asfálticas se compactaron mediante un compactador de rodillo liso de laboratorio, el cual trabaja con una presión de aire de 8 bares, para simular las condiciones de compactación en campo.

Durante el proceso de caracterización de las mezclas asfálticas, se realizaron placas de prueba con diferentes energías de compactación para obtener el espesor, peso volumétrico y los vacíos de aire requeridos de cada mezcla asfáltica de acuerdo con lo establecido en el diseño. La secuencia de pasos de compactación necesaria para alcanzar las condiciones óptimas de diseño se muestra a continuación, Tabla 16.

Tabla 16. Secuencia de pasos del compactador

Paso [-]	Fuerza [kN]	Nº de pasadas compactador [-]
1	2.0	4
2	3.0	4
3	7.0	4
4	11.0	4
5	15.0	4
6	19.0	5
7	23.0	7
8	28.0	7

El proceso de fabricación de las placas se dividió en dos etapas, en la primera etapa se elaboró la capa inferior de 50 mm de espesor de 10 placas, compactando una mezcla asfáltica densa tibia, a una temperatura de 130°C, de acuerdo con la recomendación de la PPMA. Esta capa se dejó enfriar durante un periodo de 24 horas, con el fin de que el material alcanzara la resistencia necesaria para que no se deformará o agrietara significativamente al momento de colocarle la siguiente capa. En Figura 41 se ilustra el proceso de compactación de la capa inferior de las placas.

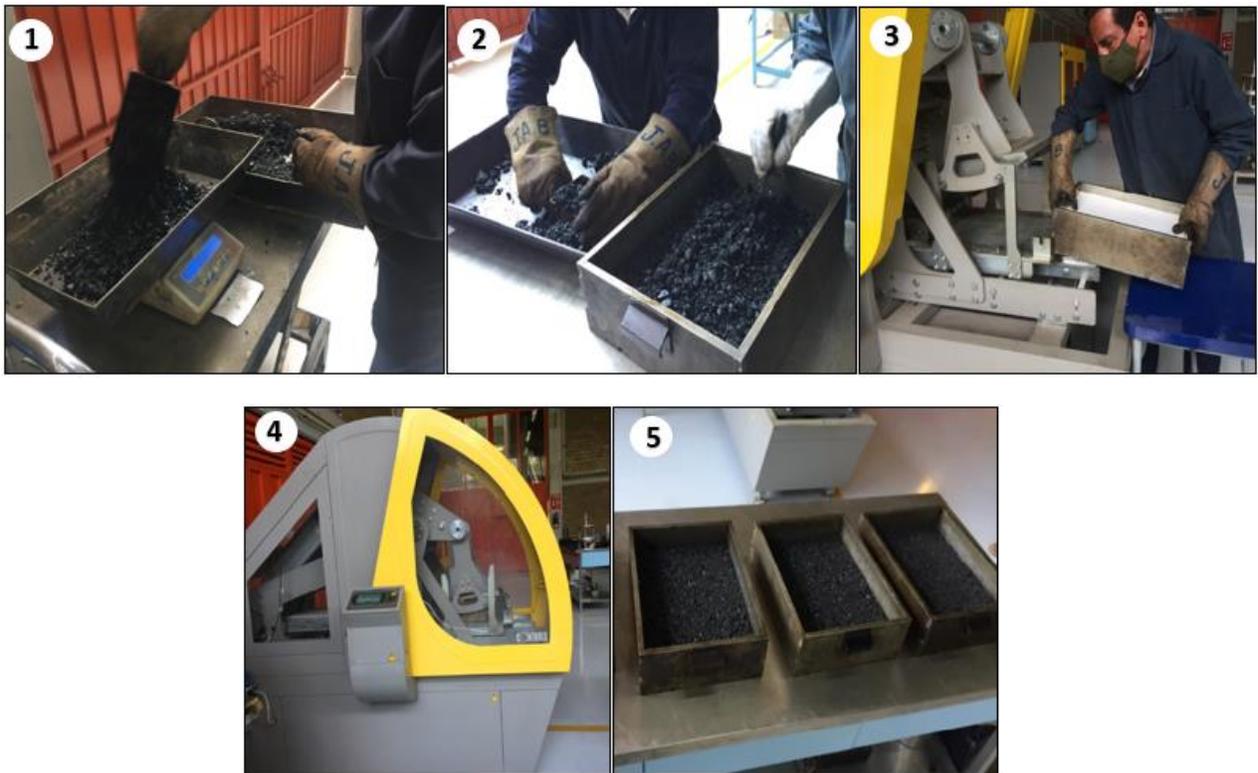


Figura 41. Proceso de compactación de placas, compactador de rodillo.

Posteriormente, en la segunda etapa, con una jeringa se aplicó sobre la capa inferior de concreto asfáltico la cantidad de emulsión asfáltica necesaria para cada una de las dosificaciones establecidas en la Tabla 12. Posteriormente, mediante una brocha humedecida con la misma emulsión, se realizó un proceso de homogenización en la aplicación de dicha emulsión. A las tres emulsiones se les dio 1 hora de curado al aire libre. En la Figura 42 se ilustra el proceso de aplicación de la emulsión asfáltica.



Figura 42. Aplicación de emulsión asfáltica.

Por último, se compactó la segunda capa de la placa con un espesor de 50 mm y una mezcla asfáltica densa o abierta según la combinación de estudio. C1 Densa – Densa, Figura 43a; y C2 Abierta – Densa, Figura 43b. Esta compactación se realizó con la misma secuencia de pasos de la capa subyacente, mostrados en la Tabla 16.



Figura 43. a) C. Densa – Densa, b) C2 Abierta - Densa

Una vez fabricadas las placas de cada combinación en estudio, se dejaron reposar 5 días al aire libre, para que el riego de liga desarrollara completamente sus propiedades adhesivas, luego de cada placa se extrajeron 6 núcleos cilíndricos con un diámetro de 101.6 mm y altura final de 10 mm, (ver Figura 44), y de esta manera se obtuvo un total de 60 especímenes de prueba.



Figura 44. Extracción de núcleos C1 y C2.

Antes de la realización de la prueba de corte directo, los especímenes se secaron en el horno durante 3 días a 30°C, con el objetivo de eliminar la humedad adquirida durante el proceso de extracción.

2.5. Prueba de corte LCB

Para la ejecución de la prueba, los especímenes se sometieron a un acondicionamiento térmico, por un tiempo mínimo de 3 horas a 20±1°C, según las especificaciones de la norma NLT-382/08. El acondicionamiento y el procedimiento de prueba de corte se realizaron en un cuarto aislado, seco, sin acceso de luz solar y a temperatura controlada, Figura 45.

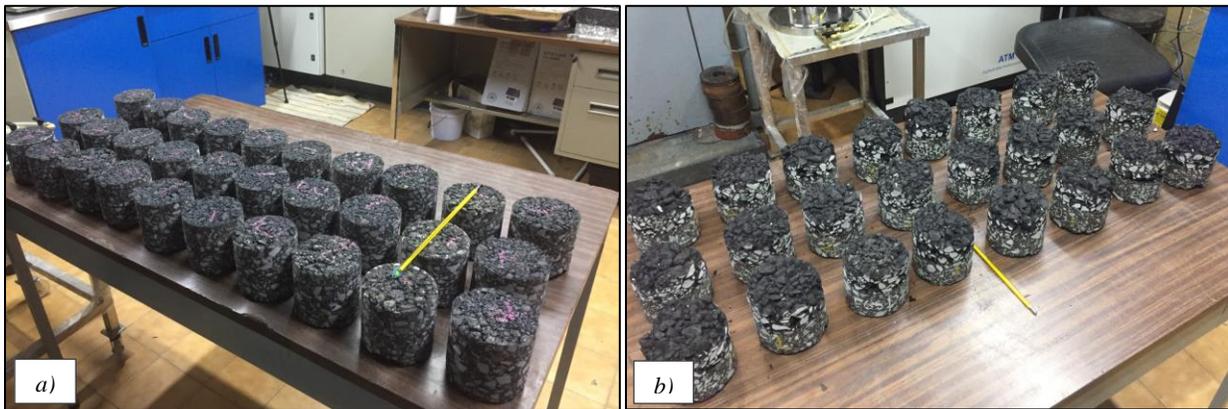


Figura 45. Acondicionamiento de especímenes de prueba. a) C1 Densa – Densa, b) C2 Abierta - Densa

La Figura 46, muestra el procedimiento de la prueba de corte directo LCB, la cual se inició marcando una ubicación aproximada de la interfaz y colocando el espécimen de prueba dentro de

METODOLOGÍA: Prueba de corte LCB

la mordaza cilíndrica que tiene un diámetro de 101.6 mm. Luego, se ajustaron los tornillos de esta, se debe cuidar que la interfaz quede 5 mm afuera del borde externo de la mordaza.

Posteriormente, se acomodó el conjunto de la prueba en el equipo de carga en el marco de carga servo hidráulico (MTS “Material Testing System”) instrumentado y con capacidad de aplicar cargas de hasta 5.0 ton. Se niveló la mordaza y se ajustó el pistón de carga. Durante la ejecución de cada prueba, se aplicó a los especímenes una fuerza de corte de tal forma que se produjera una deformación en la interfaz de las capas a razón de 2.5 mm/min. Se registró gráficamente la carga y la deformación en las distintas instancias de la prueba, hasta llegar a la falla. Una vez que falló el espécimen, se retiró del dispositivo, y se separó en dos partes para realizar un registro fotográfico de la interfaz y analizar los puntos de contacto en las combinaciones de estudio, Figura 47.

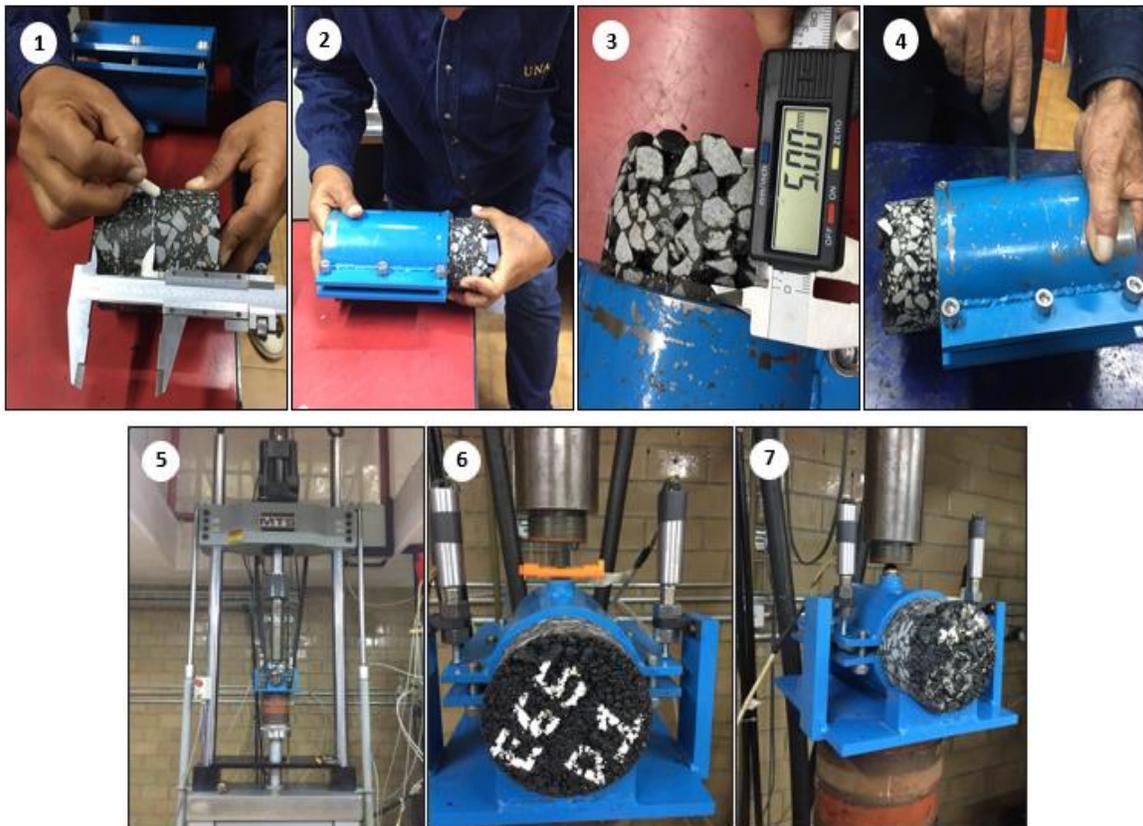


Figura 46. Prueba de corte Laboratorio de Caminos de Barcelona LCB



Figura 47. Espécimen fallado a corte.

A partir de la curva de carga-deformación de cada espécimen ensayado, Figura 48, se determinó la resistencia al corte en la interfaz, τ , mediante la ecuación 2 del inciso 1.5. Se probaron tres especímenes para cada combinación de variables en estudio (tipo de riego de liga, dosificación del riego de liga y granulometría de la capa superior).

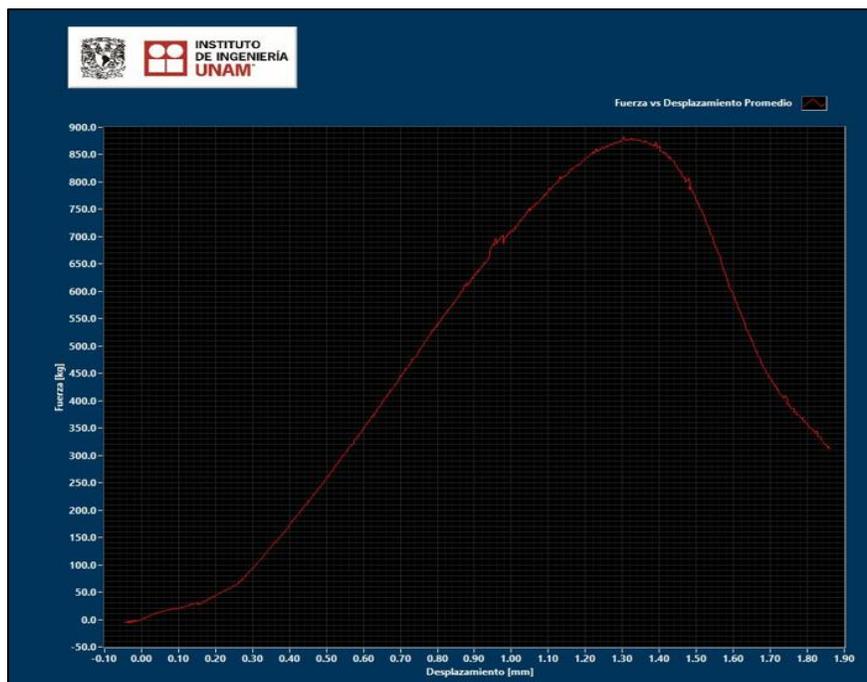


Figura 48. Resultados de carga-desplazamiento de la prueba LCB.

3. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados de las pruebas de corte LCB, realizados en especímenes de concreto asfáltico de tipo C1 Densa – Densa y C2 Abierta - Densa (ver Figura 49), utilizando como riego de liga emulsiones asfálticas ECR6590, ECR65P y ECR45P a diferentes dosificaciones. Adicionalmente, se evaluaron especímenes de tipo C1 y C2 sin riego de liga a fin de obtener valores de adherencia entre capas de referencia.



Figura 49. Sistemas bi-capa de concreto asfáltico C1 y C2

En la Figura 50 se presenta las curvas carga – desplazamiento para los especímenes sin y con riego de liga del sistema bi-capa C1 densa- densa, en esta figura se observa el efecto de la presencia del riego de liga en la carga y el desplazamiento necesarios para llegar a la rotura de la interfaz. El riego de liga incrementa el desplazamiento promedio requerido en los especímenes para llegar a la falla por corte, independiente del tipo y dosificación del riego, este incremento puede llegar a alcanzar en promedio un 50% con respecto al desplazamiento requerido para un espécimen no ligado en la interfaz (0.9 mm). Por lo tanto, se mejora la adherencia entre las capas de concreto asfáltico, permitiendo que la distribución de los esfuerzos y las deformaciones en la interfaz se comporten de forma relativamente uniforme.

Además, se evidencia el efecto en la repetitividad de los especímenes de la distribución de los agregados de la mezcla en la interfaz; razón por lo cual las curvas no siempre presentan el mismo comportamiento de carga y desplazamiento.

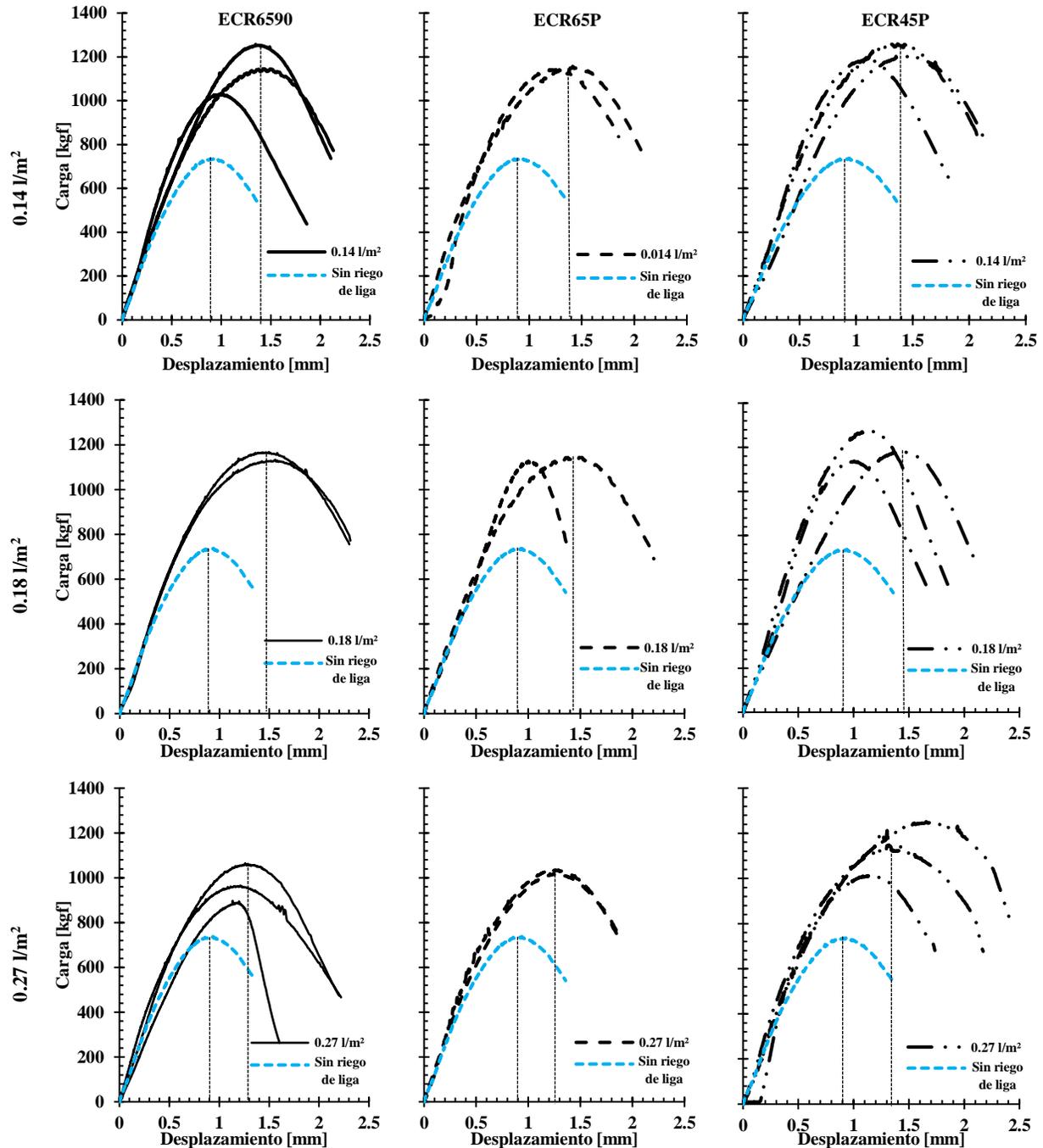


Figura 50. Curvas carga - desplazamiento C1 Densa – Densa

En la Figura 51 se presentan las curvas carga – desplazamiento para los especímenes del sistema bi-capa C2 abierta - densa, sin y con riego de liga. Para las tres emulsiones utilizadas en esta investigación (ECR6590, ECR65P y ECR45P) se implementaron dos dosificaciones adicionales (0.32 y 0.40 l/m²) respecto a las utilizadas en C1 Densa – Densa. Lo anterior, debido a que las

dosificaciones empleadas en la combinación 1 no permitieron observar un rango de dosificación óptimo en la combinación C2 abierta – densa.

Al igual que en el sistema C1 densa – densa, el uso de riego de liga en la superficie de contacto mejora la capacidad de carga y desplazamiento de los especímenes. La emulsión ECR6590 tiene un comportamiento ligeramente mejor que las otras dos emulsiones, al permitir un desplazamiento requerido para llegar a la falla de aproximadamente 2 veces el desplazamiento de los especímenes sin riego de liga, en el rango de dosificaciones $0.3 \text{ l/m}^2 - 0.4 \text{ l/m}^2$. Además, el efecto en la repetitividad de los especímenes por la distribución de los agregados de la mezcla en la interfaz, es más visible en este conjunto de prueba, debido a la cantidad de vacíos de aire de la mezcla OGFC.

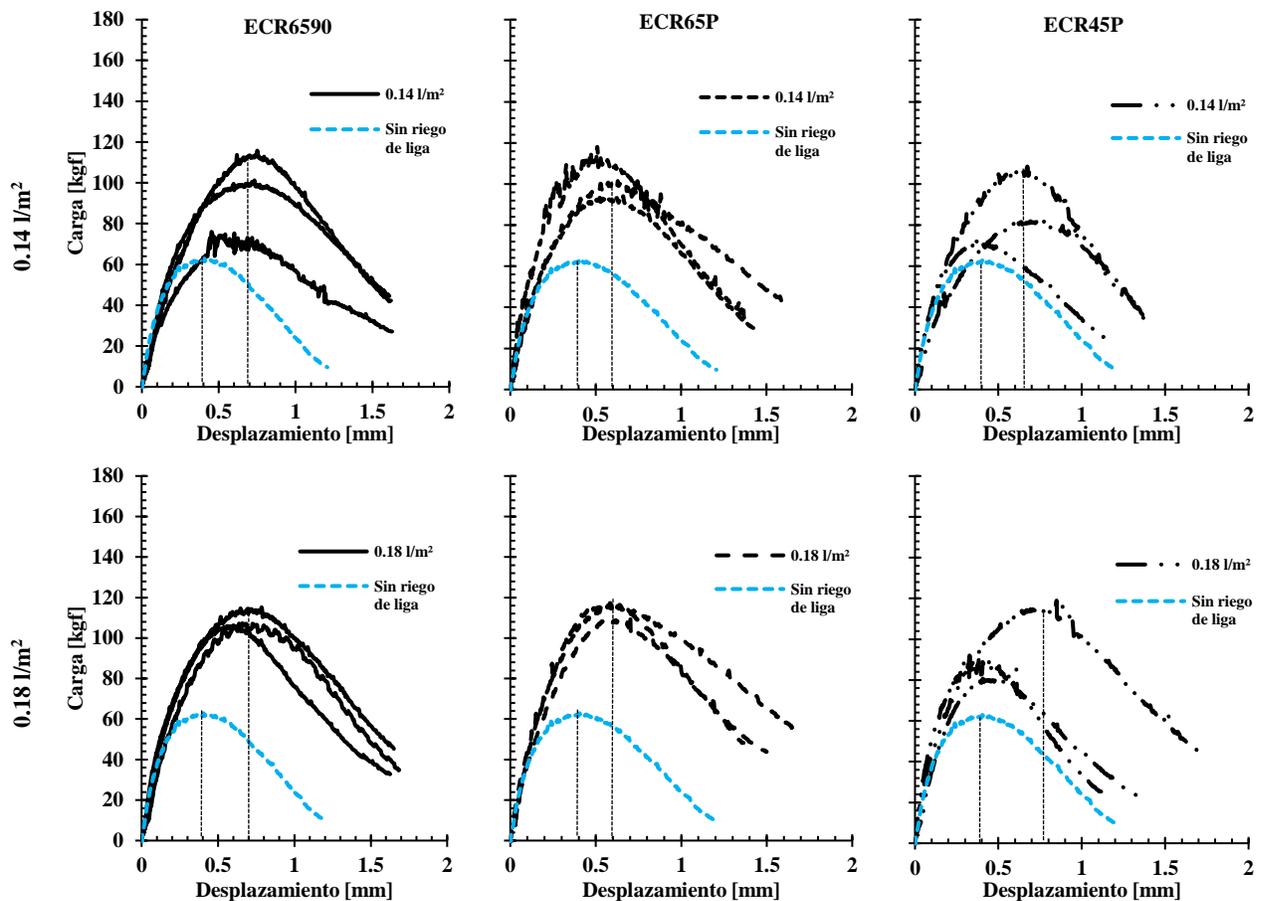
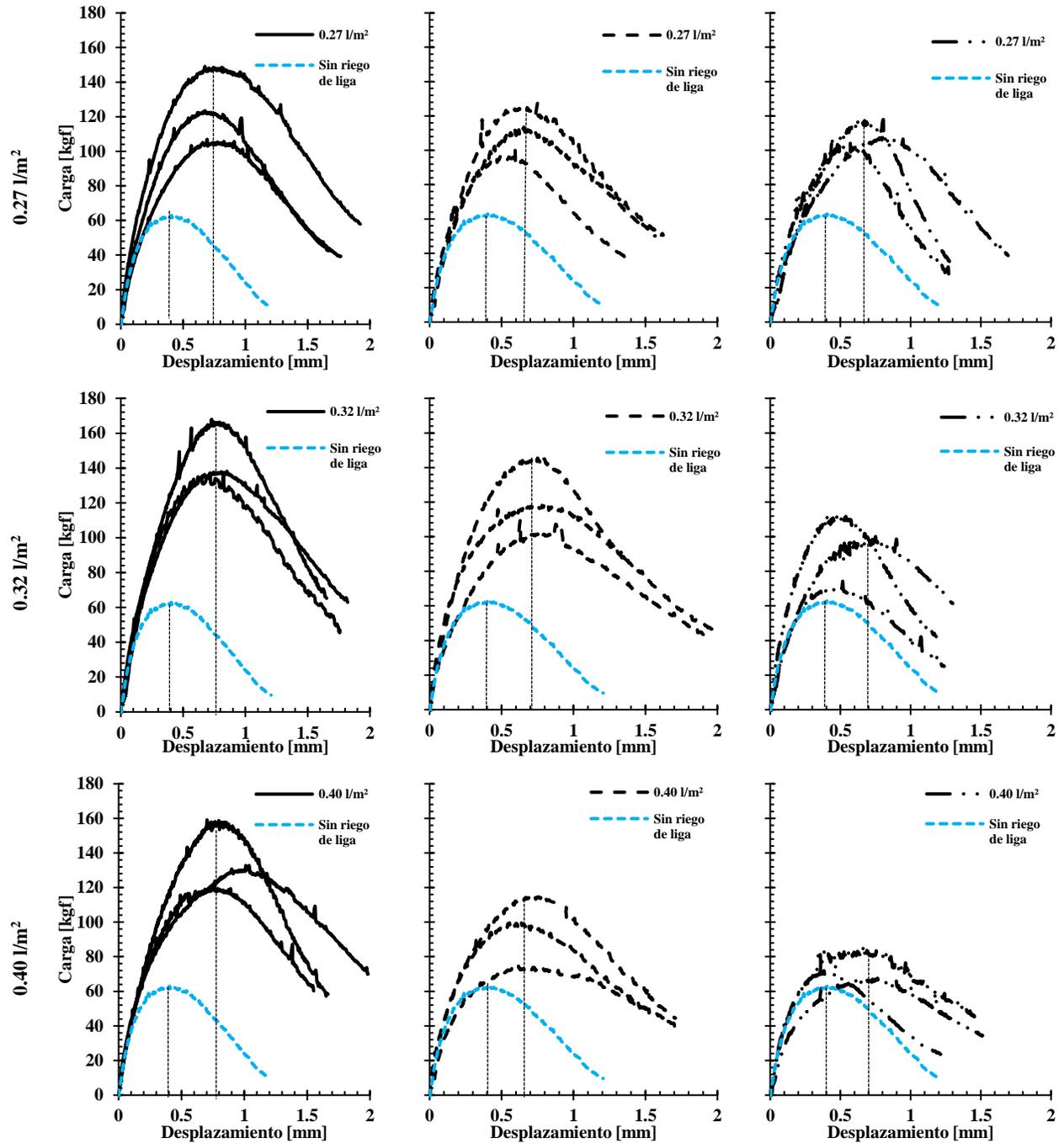


Figura 51. Curvas carga - desplazamiento C2 Abierta - Densa

EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS DE CONCRETO ASFÁLTICO
LIGADAS CON EMULSIÓN



Continuación Figura 51. Curvas carga - desplazamiento C2 Abierta – Densa

Al comparar las Figuras 50 y 51, se observa que cuando se tiene en la capa inferior y superior una mezcla densa, aun sin presencia del riego de liga, la carga y el desplazamiento necesario para llegar a la rotura es mayor en relación con una mezcla OGFC. En consecuencia, las capas de rodadura

OGFC tienden a presentar deterioros como fallas y deslizamiento de forma prematura, lo que genera una reducción de la vida útil de la estructura del pavimento, respecto a las fabricadas con concreto asfáltico denso. Es decir, este tipo de capas asfálticas requiere mantenimientos correctivos y preventivos con mayor regularidad. Lo anterior se justifica en el hecho de que las mezclas OGFC no cumplen una función estructural como se explica en el inciso 1.6.2.

3.1. Influencia del tipo y dosificación del riego de liga

3.1.1. C1. Densa - Densa

La Tabla 17 presenta los valores de carga y resistencia cortante media en la interfaz junto con la desviación estándar y el coeficiente de variación obtenidos en los especímenes elaborados con la emulsión ECR6590 como riego de liga. En esta tabla y en la Figura 52 se observa que la resistencia al corte aumenta en función a la dosificación del riego de liga, alcanzando un valor máximo de 0.696 MPa, entre el rango de dosificaciones 0.14 a 0.18 l/m² de cemento asfáltico residual, lo que equivale a un incremento en la adherencia de aproximadamente un 15% en relación con la resistencia al corte de la interfaz de referencia (0.544 MPa). Además, se evidencia que la resistencia al corte entre las capas disminuye con las dosificaciones más altas al rango óptimo.

Así mismo, se muestra que los coeficientes de variación (C.V.) se encuentran en un intervalo entre el 1 al 10% para especímenes con riego de liga, resultados comparables con los obtenidos por Miro *et al.* (2006), cuando se tiene la misma mezcla para la capa superior e inferior.

Tabla 17. Resistencia al corte - emulsión ECR6590 - C1 Densa - Densa

Emulsión	Dosificación [l/m ²]	C1. Densa - Densa				
		F _{Máx} [kgf]	τ [MPa]	Media [MPa]	Desv. Stand [MPa]	C.V. [%]
ECR6590	0.00	1033.28	0.625	0.544	0.074	13.619
		925.25	0.560			
		737.12	0.446			
	0.14	1145.43	0.691	0.691	0.069	10.022
		1256.50	0.760			
		1027.59	0.622			
	0.18	1166.57	0.706	0.696	0.010	1.441
		1133.44	0.686			
		852.79*	0.516			
	0.25	965.78	0.584	0.591	0.042	7.048
		1065.10	0.644			
			897.53	0.543		

* Valor de resistencia al corte descartado (afectado durante el proceso de fabricación)

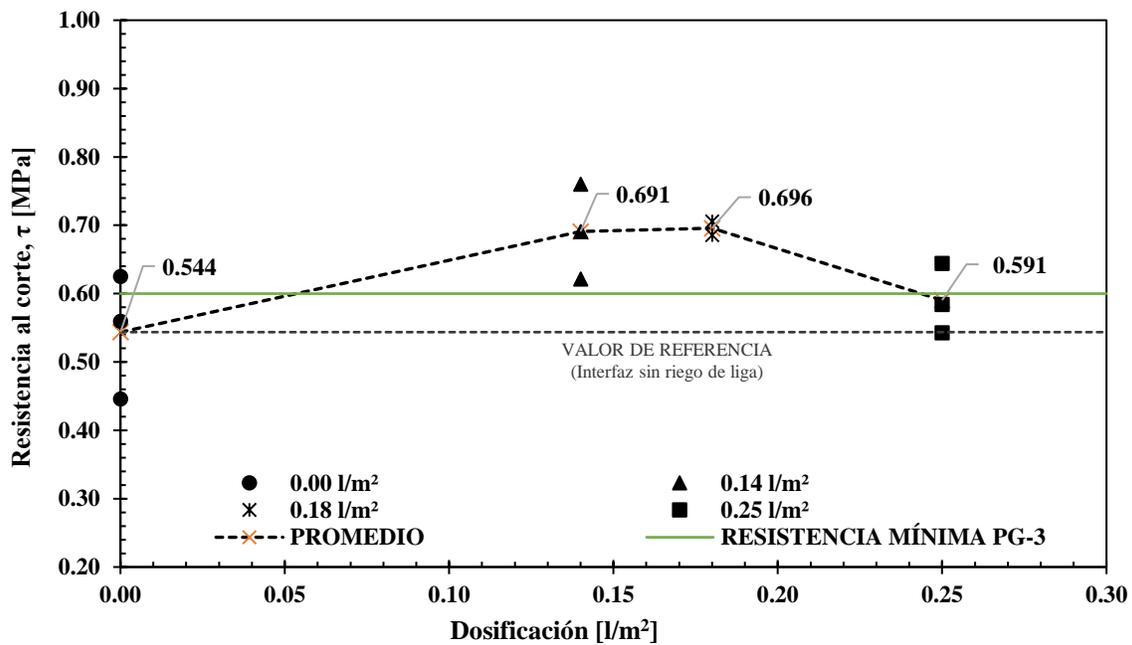


Figura 52. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR6590 – CI Densa – Densa

En la Tabla 18 se presentan los resultados de carga y de la resistencia cortante promedio de la interfaz, la desviación estándar y el coeficiente de variación de los especímenes elaborados con la emulsión ECR65P. Se observa que los resultados presentan coeficientes de variación inferiores a 1% para especímenes con riego de liga; comparables con los obtenidos por Miro *et al.* (2006), cuando se tiene la misma mezcla para la capa superior e inferior.

Tal como se muestra en la Figura 53, los especímenes en los que se utiliza la emulsión ECR65P como riego de liga, alcanzan una resistencia al esfuerzo cortante máxima de 0.695 MPa, entre el rango de dosificaciones 0.14 a 0.18 l/m² de cemento asfáltico residual, lo cual genera un incremento en la resistencia al corte aproximadamente de 15% con respecto a la interfaz de referencia (0.544 MPa), al igual que la emulsión ECR6590, se observa que esta resistencia disminuye con las dosificaciones más altas en este rango.

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS: Influencia del tipo y dosificación del riego de liga

Tabla 18. Resistencia al corte promedio emulsión ECR65P - C1 Densa - Densa

Emulsión	Dosificación [l/m ²]	C1. Densa - Densa				
		F _{Máx} [kgf]	τ [MPa]	Media [MPa]	Desv. Stand [MPa]	C.V. [%]
ECR65P	0.00	1033.28	0.625	0.544	0.074	13.619
		925.25	0.560			
		737.12	0.446			
	0.14	1156.20	0.700	0.695	0.005	0.663
		1140.96	0.690			
		743.77*	0.450			
	0.18	1126.24	0.681	0.687	0.006	0.845
		1145.43	0.693			
		697.82*	0.422			
	0.25	1034.12	0.626	0.621	0.004	0.722
		1019.28	0.617			
		847.88*	0.513			

* Valor de resistencia al corte descartado (afectado durante el proceso de fabricación)

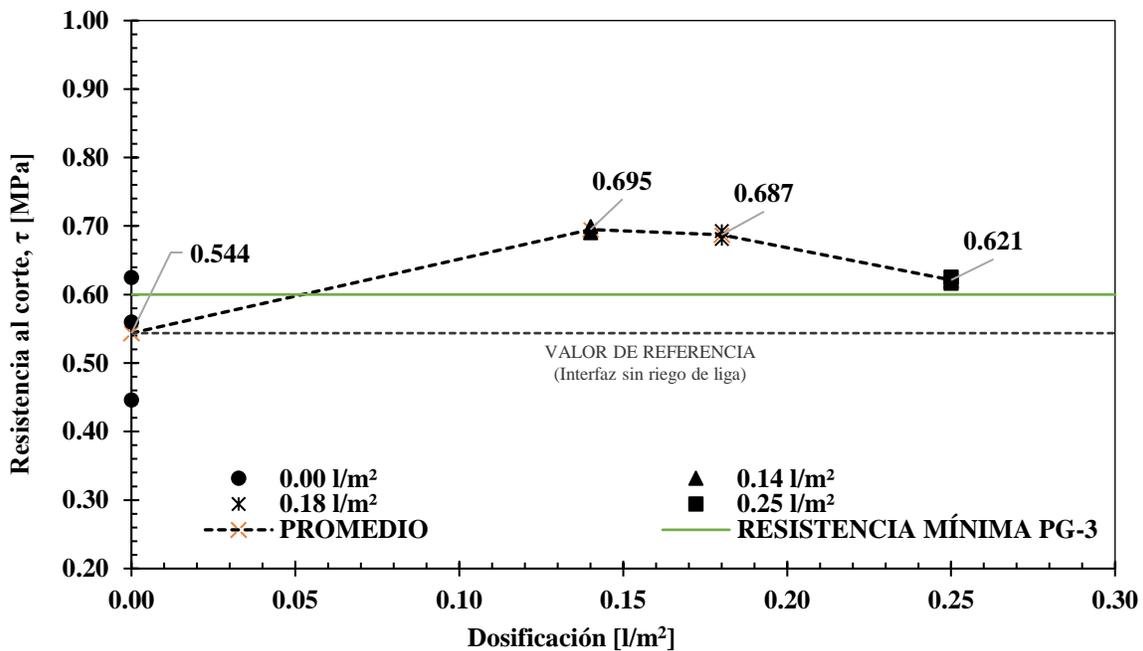


Figura 53. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR65P - C1 Densa - Densa

La resistencia al corte media de la interfaz, la desviación estándar y el coeficiente de variación de los especímenes elaborados con la emulsión ECR45P, se muestran en la Tabla 19. Se observa que, para especímenes con riego de liga, los coeficientes de variación oscilan entre 2 – 9%, similares a los reportados por Miro *et al.* (2006), cuando se tiene la misma mezcla para la capa superior e inferior.

EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS DE CONCRETO ASFÁLTICO
LIGADAS CON EMULSIÓN

La representación gráfica de la variación de la resistencia al corte promedio respecto a la dosificación de cemento asfáltico residual para la emulsión ECR45P se presenta en la Figura 54. A diferencia de las otras dos emulsiones, se observa un incremento del 20% en la resistencia al corte respecto a los especímenes de referencia, entre el rango de dosificaciones 0.14 a 0.18 l/m² de cemento asfáltico residual, lo anterior debido a que la resistencia media al corte alcanza un valor máximo de 0.737 MPa.

Tabla 19. Resistencia al corte promedio emulsión ECR45P - C1. Densa - Densa

Emulsión	Dosificación [l/m ²]	C1. Densa - Densa				
		F _{Máx} [kgf]	τ [MPa]	Media [MPa]	Desv. Stand [MPa]	C.V. [%]
ECR45P	0.00	1033.28	0.625	0.544	0.074	13.619
		925.25	0.560			
		737.12	0.446			
	0.14	1260.18	0.762	0.737	0.018	2.471
		1190.01	0.720			
		1205.39	0.729			
	0.18	1137.58	0.688	0.725	0.035	4.808
		1179.78	0.714			
		1275.22	0.772			
	0.25	1251.72	0.757	0.689	0.059	8.557
		1161.14	0.695			
		1013.88	0.613			

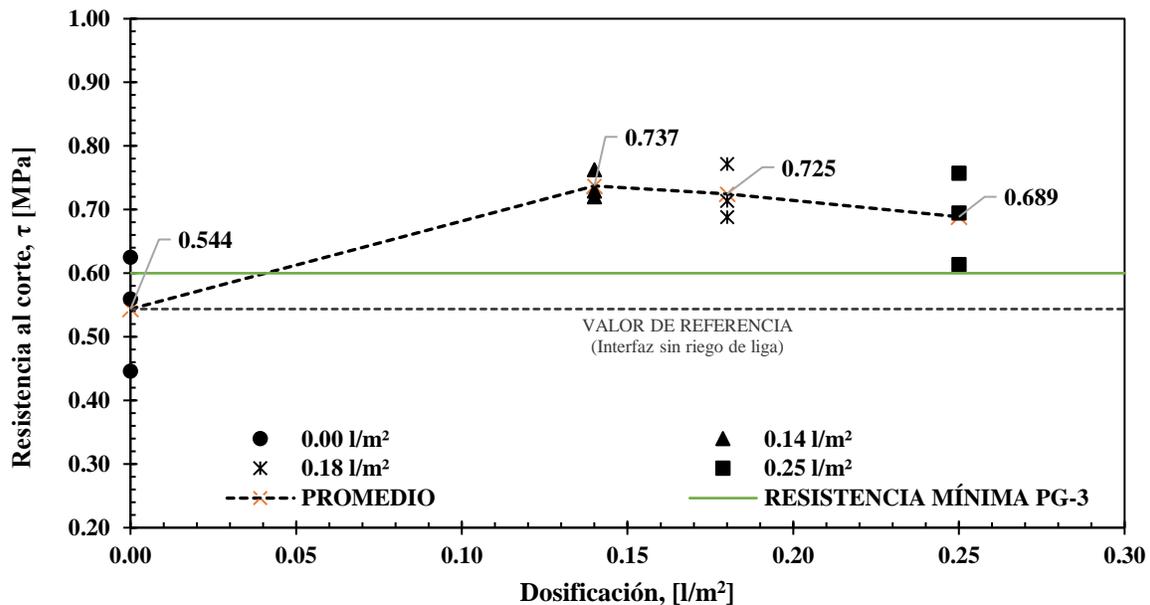


Figura 54. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR45P - C1 Densa - Densa

Como parte de los resultados obtenidos, la Tabla 20 muestra un resumen de los rangos de dosificación recomendados de cada emulsión para la combinación C1 Densa - Densa, las tres emulsiones alcanzaron su resistencia máxima al corte para una dosificación entre 0.14 – 0.18 l/m² de cemento asfáltico residual. En términos generales, se observa que el riego de liga proporciona un aumento en la resistencia al corte entre 15 y 20 %.

Lo anterior, se debe a que en la interfaz de la combinación 1, actúan las dos componentes de la fuerza de adherencia, es decir, las fuerzas mecánicas de entrelazado y las fuerzas químicas. Al agregar el riego de liga, las fuerzas químicas se incrementan debido a la propiedad adhesiva del cemento asfáltico residual, lo cual mejora la adherencia en las superficies de contacto. Esta propiedad adhesiva del cemento asfáltico se deriva de sus principales componentes químicos, que son: asfaltenos y maltenos. Los maltenos están compuestos de resinas y aceites, siendo las resinas las responsables de la viscosidad y la propiedad adhesiva del cemento asfáltico [72].

Además, cuando se utiliza riego de liga en la interfaz, los vacíos en la superficie de la capa inferior son rellenados por el riego, aumentando los puntos de contacto entre las superficies de la interfaz por ende mejorando la adherencia. Sin embargo, aplicar un riego de liga en exceso, en lugar de incrementar la resistencia al corte, genera una película gruesa que disminuye el entrelazado de los agregados y la fricción en las superficies de contacto, debilitando las fuerzas de unión en la interfaz al introducir un plano de deslizamiento. Estas deducciones son consistentes con lo observado en las investigaciones de Mohammad *et al.* (2002), Hasiba K. (2012), Chen y Huang (2012), Ghaly *et al.* (2014), y Berenguer *et al.* (2019) [47, 43, 39, 48, 45].

En la Figura 55 se presentan las curvas de resistencia al corte promedio, para las tres emulsiones utilizadas (ECR6590, ECR65P, ECR45P) en el conjunto de prueba densa - densa. Se observa que el tipo de riego de liga no tiene una influencia significativa en la adherencia entre las capas de concreto asfáltico, dado que el incremento de la resistencia al corte promedio no es mayor al 5% entre las tres emulsiones. Cabe resaltar que la emulsión ECR45P, presenta un comportamiento al corte ligeramente mayor que las otras dos emulsiones. Sin embargo, concluir que una emulsión es mejor que otra, cuando son sometidas a condiciones estandarizadas de laboratorio como; temperatura, superficies de contacto, tiempo de curado, entre otros factores, es erróneo, dado que en el laboratorio no se desarrollan completamente las características adhesivas de cada emulsión.

Es importante mencionar, que cada emulsión tiene condiciones inherentes de instalación en campo, con el fin de favorecer el aumento de la adherencia en la interfaz. Por ejemplo, la emulsión ECR65P, requiere un equipo de instalación especial, el cual, seguido de la aplicación del riego de liga, instala la capa superior de mezcla asfáltica, haciendo que el curado de la emulsión se haga mediante la temperatura de la capa superior. Además, se recomienda que esta emulsión sea instalada a temperaturas de 50 – 70 °C para facilitar la aplicación mediante aspersión, y las boquillas del camión no se obstruyan cambiando la dosificación y uniformidad del riego.

Por otra parte, la emulsión ECR45P es una emulsión termo-adherente, que busca reducir el daño en el riego debido a la adherencia de esta en las llantas de los neumáticos de los vehículos durante la construcción. Esta emulsión requiere que se utilice una mezcla asfáltica en caliente en las capas superpuestas, debido a que sus propiedades adhesivas se activan a temperaturas mayores a 140°C, es una emulsión que no requiere calentamiento previo, es decir, puede instalarse a temperatura ambiente

Tabla 20. Rango óptimo de dosificación de cemento asfáltico residual - C1. Densa - Densa

Tipo de emulsión [-]	Rango de dosificación de cemento asfáltico residual [l/m ²]	Resistencia al corte τ [MPa]
ECR6590	0.14 – 0.18	0.696
ECR65P	0.14 – 0.18	0.695
ECR45P	0.14 – 0.18	0.737

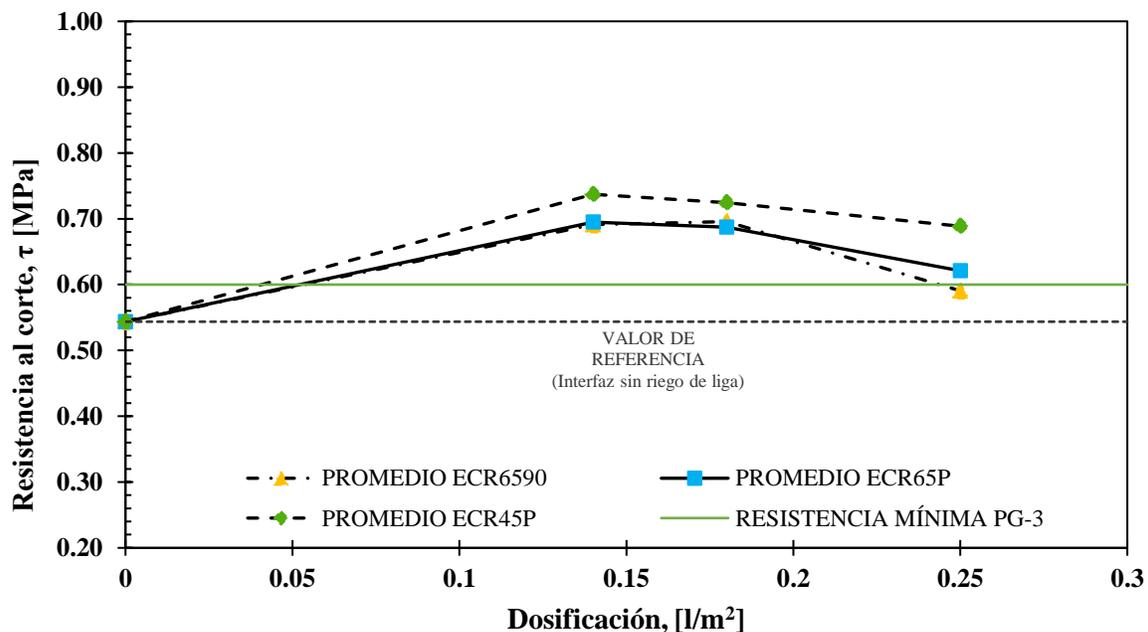


Figura 55. Resistencia al corte promedio de todas las emulsiones – C1 Densa – Densa

Acorde a los objetivos de esta investigación, los resultados de resistencia al corte de la interfaz obtenidos para el conjunto de especímenes densa–densa cumple con la recomendación dada en el artículo 531 del PG-3, riegos de adherencia, de acuerdo con lo establecido por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento de España, y que es utilizado como referencia en ausencia de una norma local. En él, se establece que la adherencia entre dos capas de concreto asfáltico, evaluada mediante ensayos de corte, norma NTL-382, será superior o igual a 0.6 MPa [14].

3.1.2. C2. Abierta – Densa

La Tabla 21 presenta la resistencia cortante media, la desviación estándar y el coeficiente de variación cuando se está usando como capa superpuesta una mezcla OGFC y como riego de liga una emulsión ECR6590. Se observa que los C.V. incrementaron respecto al conjunto de especímenes denso – denso, entre 3 a 17%, este incremento se debe a la distribución de los agregados pétreos de la mezcla OGFC, dado que tiene una mínima presencia de agregado fino, la distribución es muy aleatoria en las placas fabricadas. Estos C.V. son comparables con los resultados reportados por Miro *et al* (2006), para especímenes que no tienen un mismo tipo de mezcla en la capa superior e inferior.

La Figura 56 expone la variación de la resistencia al corte promedio respecto a la dosificación de cemento asfáltico residual para la emulsión ECR6590. Se aprecia que la resistencia media al corte alcanza un valor máximo de 0.089 MPa, entre el rango de dosificaciones 0.32 a 0.40 l/m² de cemento asfáltico residual y disminuye con las dosificaciones más altas. Además, la resistencia máxima alcanzada es aproximadamente 2.4 veces la resistencia al corte en la interfaz de los especímenes que no tienen riego de liga (0.037 MPa).

Tabla 21. Resistencia al corte promedio emulsión ECR6590 - C2 Abierta - Densa

Emulsión	Dosificación [l/m ²]	C2. Abierta - Densa				
		F _{Máx} [kgf]	τ [MPa]	Media [MPa]	Desv. Stand [MPa]	C.V. [%]
ECR65	0.00	58.76	0.036	0.037	0.001	3.634
		62.89	0.038			
		63.99	0.039			
	0.14	115.78	0.070	0.059	0.010	16.889
		101.22	0.061			
		75.87	0.046			
	0.18	107.25	0.065	0.067	0.002	3.418
		115.20	0.070			
		107.03	0.065			
	0.25	149.06	0.090	0.077	0.010	13.709
		106.91	0.065			
		123.46	0.075			
	0.32	138.16	0.084	0.089	0.009	9.626
		137.41	0.083			
		167.96	0.102			
	0.40	121.04	0.073	0.083	0.010	11.507
		132.77	0.080			
		158.91	0.096			

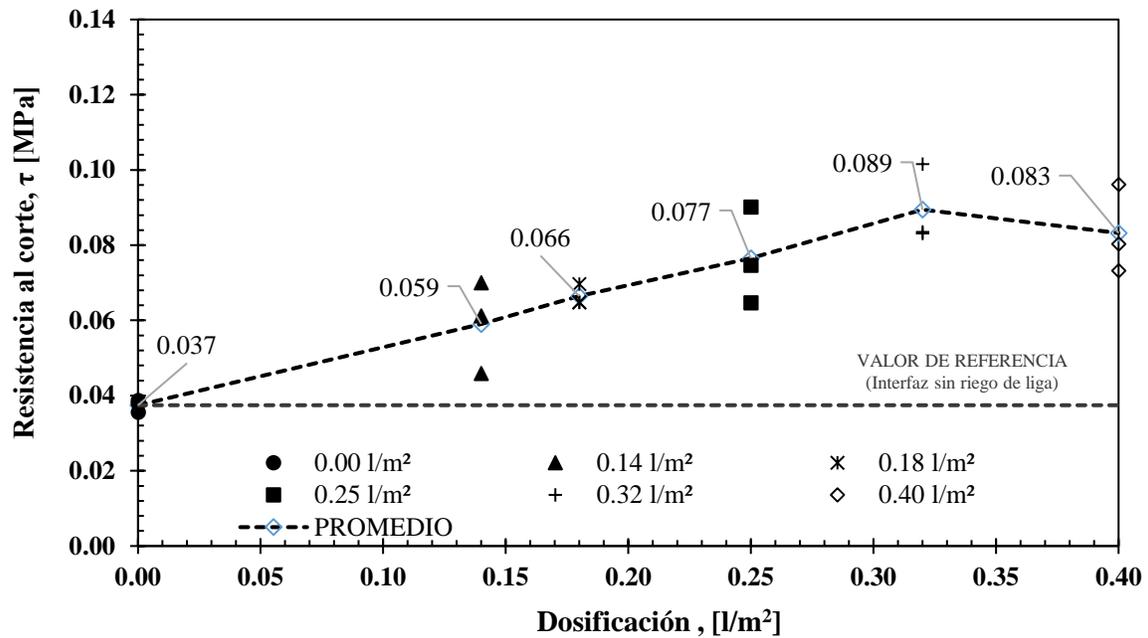


Figura 56. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR6590 – C2 Abierta – Densa

La resistencia cortante media, la desviación estándar y el coeficiente de variación para los especímenes elaborados usando como capa superpuesta una mezcla OGFC y como riego de liga una emulsión ECR65P, son presentados en la Tabla 22. De igual forma que en la emulsión ECR6590, se observa que los C.V. incrementaron respecto al conjunto de especímenes denso – denso, entre el 3 al 18%. Estos C.V. son comparables con los resultados obtenidos por Miro *et al* (2006), para especímenes que no tienen un mismo tipo de mezcla en la capa superior como inferior.

La variación de la resistencia al corte promedio respecto a la dosificación de cemento asfáltico residual para la emulsión ECR65P se muestran en la Figura 57. Se observa que la resistencia media al corte máxima es de 0.076 MPa. Se aprecia que desde la dosificación 0.18 l/m² desplaza más del 90% de la resistencia al corte máxima, hasta llegar al 100% en la dosificación 0.32 l/m² de cemento asfáltico residual, a partir de esta dosificación la resistencia al corte comienza a disminuir. De manera similar a la emulsión ECR6590, la resistencia máxima alcanzada es aproximadamente el doble de la resistencia al corte de los especímenes que no tienen riego de liga.

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS: Influencia del tipo y dosificación del riego de liga

Tabla 22. Resistencia al corte promedio emulsión ECR65P – C2 Abierta – Densa

Emulsión	Dosificación [l/m ²]	C2. Abierta – Densa				
		F _{Máx} [kg]	τ [MPa]	Media [MPa]	Desv. Stand [MPa]	C.V. [%]
ECR65P	0.00	58.76	0.036	0.037	0.001	3.634
		62.89	0.038			
		63.99	0.039			
	0.14	94.37	0.057	0.063	0.006	9.492
		101.45	0.061			
		118.07	0.071			
	0.18	116.41	0.070	0.070	0.001	2.024
		117.37	0.071			
		112.01	0.068			
	0.25	115.36	0.070	0.073	0.006	9.128
		127.49	0.077			
		101.82*	0.062			
	0.32	119.26	0.072	0.076	0.009	12.372
		109.41	0.066			
		145.98	0.088			
	0.40	74.54	0.045	0.059	0.010	17.659
		116.09	0.070			
		99.82	0.060			

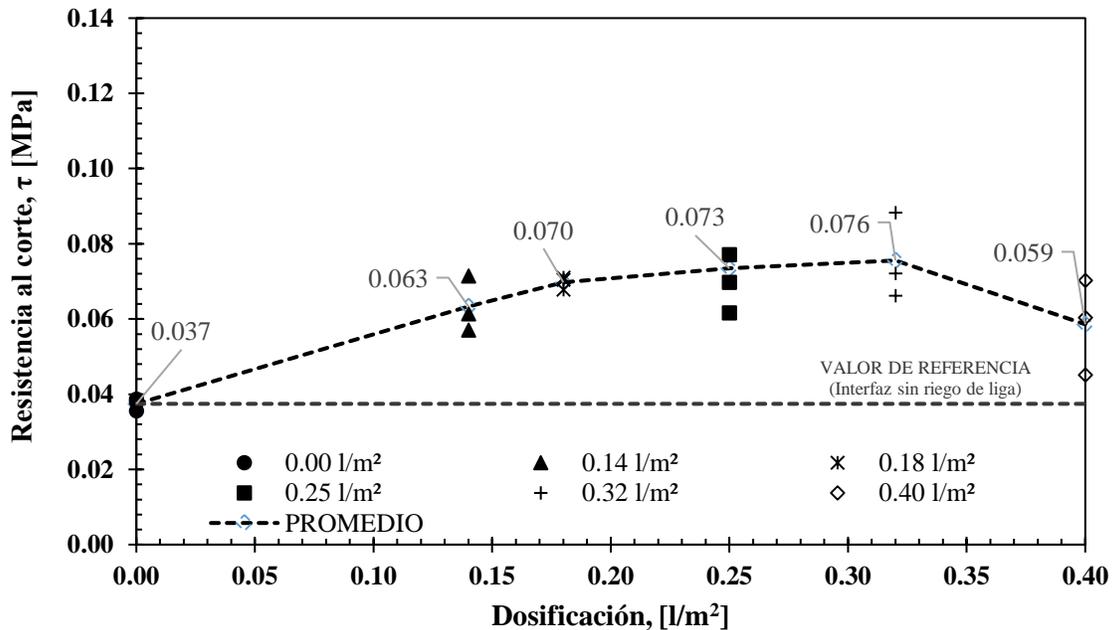


Figura 57. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR65P – C2 Abierta – Densa

Respecto a la emulsión ECR45P, la Tabla 23 presenta que los resultados son similares a las otras dos emulsiones mencionadas anteriormente, se observa que los C.V. se encuentran en el rango entre 3 a 17%, los cuales también son comparables con los resultados reportados por Miro *et al* (2006), para especímenes que no tienen un mismo tipo de mezcla en la capa superior como inferior.

En la Figura 58 se observa la variación de la resistencia al corte promedio frente a la dosificación de cemento asfáltico residual para la emulsión ECR45P. Se muestra que la resistencia media al corte alcanza un valor máximo de 0.067 MPa, entre el rango de dosificaciones 0.18 a 0.32 l/m² de cemento asfáltico residual y disminuye con las dosificaciones más altas. La resistencia máxima alcanzada es aproximadamente 1.8 veces la resistencia al corte de los especímenes que no tienen riego de liga.

Tabla 23. Resistencia al corte promedio emulsión ECR45P - C2 Abierta - Densa

Emulsión	Dosificación [l/m ²]	C2. Abierta - Densa				
		F _{Máx} [kg]	τ [MPa]	Media [MPa]	Desv. Stand [MPa]	C.V. [%]
ECR45P	0.00	58.76	0.036	0.037	0.001	3.634
		62.89	0.038			
		63.99	0.039			
	0.14	74.26	0.045	0.053	0.009	16.519
		82.31	0.050			
		108.45	0.066			
	0.18	83.05	0.050	0.059	0.009	15.622
		91.84	0.056			
		118.96	0.072			
	0.25	108.45	0.066	0.067	0.003	4.342
		106.81	0.065			
		117.75	0.071			
	0.32	100.10	0.061	0.058	0.010	16.476
		74.28	0.045			
		111.95	0.068			
	0.40	71.81	0.043	0.045	0.005	10.051
		85.40	0.052			
			67.78	0.041		

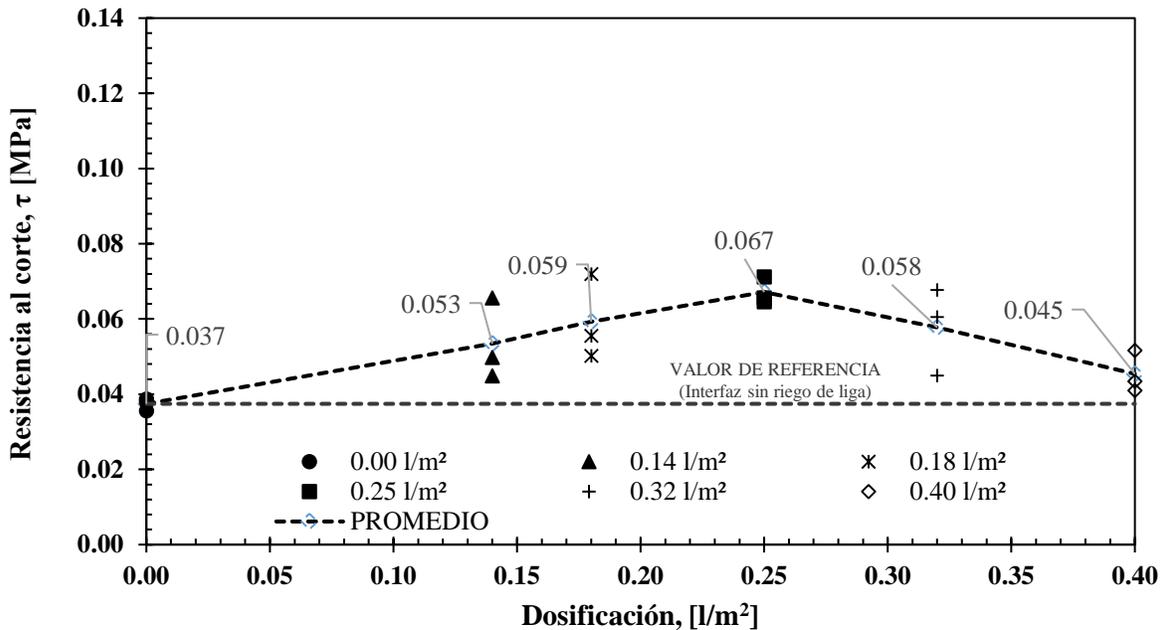


Figura 58. Resistencia al corte promedio - Emulsión ECR45P – C2 Abierta – Densa

De los resultados anteriores, la Tabla 24 muestra un resumen de los rangos de dosificación recomendados de cada emulsión para C2 Abierta – Densa. El comportamiento de la dosificación del riego de liga es similar al conjunto de especímenes de concreto asfáltico denso–denso, se obtiene un rango de dosificación óptima donde se desarrolla la máxima fuerza de unión en la interfaz y luego a dosificaciones mayores a este rango la adherencia empieza a disminuir, debido a que el exceso de riego actúa como un lubricante y no como un adherente.

En general, la presencia de la emulsión en la interfaz incrementa la resistencia al corte aproximadamente un 100% respecto a los especímenes que no tienen riego de liga. A causa de que la contribución de las fuerzas mecánicas a la adherencia en una interfaz Abierta-Densa disminuye. Recordando que este tipo de fuerzas provienen del entrelazado del agregado pétreo de las dos capas asfálticas al entrar en contacto. La mezcla OGFC al tener un agregado predominantemente grueso no penetra en los vacíos de la superficie de la mezcla densa. Por tanto, en este tipo de interfaz predominan las fuerzas químicas, brindadas por el cemento asfáltico presente en los riegos de liga.

La Figura 59 presenta las resistencias al corte promedio de las tres emulsiones utilizadas para la combinación 2. Se observa que cuando se tiene una interfaz de concreto asfáltico tipo OGFC y uno denso, las emulsiones modificadas con polímeros (ECR65P y ECR45P) desarrollan su resistencia máxima a dosificaciones menores, 0.18 – 0.32 l/m², respecto a la emulsión convencional (ECR6590), a dosificaciones de 0.32 – 0.40 l/m². Sin embargo, la emulsión convencional moviliza una resistencia al corte ligeramente mayor que las otras dos emulsiones. A

diferencia de la combinación 1, este tipo de interfaz requiere mayor riego de liga, debido al incremento observado cualitativamente de la macrotextura de la capa superior.

Es importante resaltar que al igual que en la combinación 1, estas emulsiones pueden incrementar la resistencia al corte en campo, dado las características particulares de instalación de cada emulsión, las cuales fueron expuestas en el inciso 3.1.1.

Tabla 24. Rango óptimo de dosificación de cemento asfáltico residual - C2 Abierta - Densa

Tipo de emulsión	Rango de dosificación de cemento asfáltico residual	Resistencia al corte τ
[-]	[l/m ²]	[MPa]
ECR6590	0.32 – 0.40	0.089
ECR65P	0.18 – 0.32	0.076
ECR45P	0.18 – 0.32	0.067

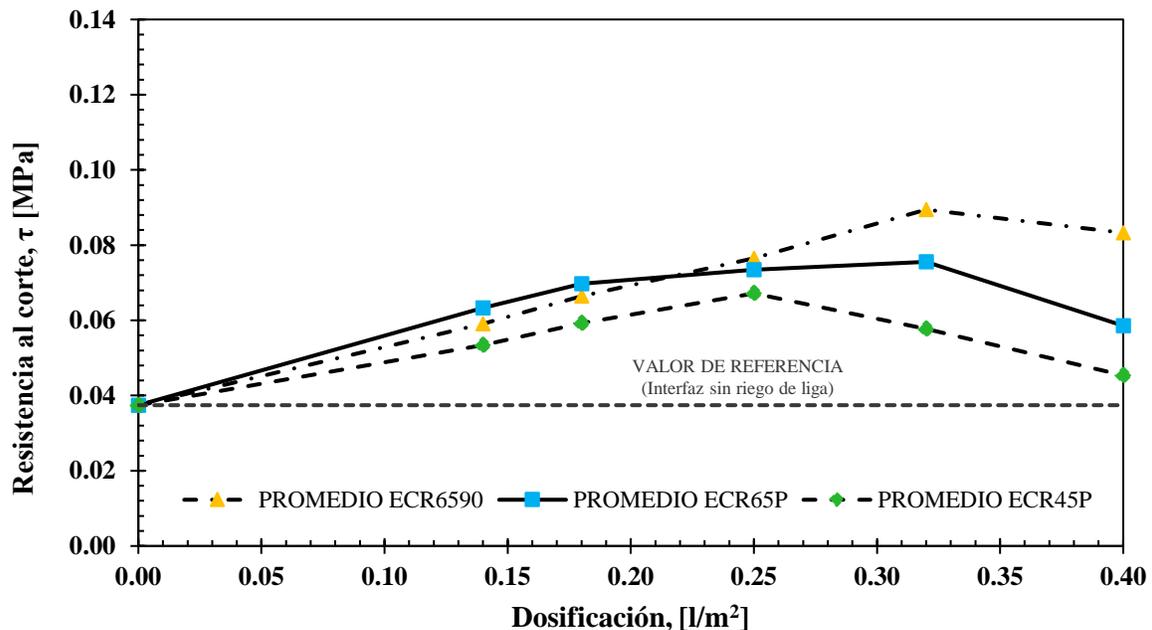


Figura 59. Resistencia al corte promedio de todas las emulsiones – C2 Abierta – Densa

Finalmente, este conjunto de especímenes, C2 Abierta-Densa, no cumple con la recomendación dada en el artículo 531 del PG-3, riegos de adherencia; la razón de esto es que las capas de rodadura con mezclas OGFC, al presentar mayor cantidad de vacíos de aire, en la interfaz se disminuyen los puntos de contacto, por ende, la adherencia. Lo anterior, se explica en el inciso 3.2 donde se estudia la influencia de la granulometría de la capa superior.

3.2. Influencia de la granulometría de la mezcla asfáltica superior

A continuación, se presentan los resultados de las pruebas de corte directo LCB en los especímenes fabricados en laboratorio, con el fin de observar la influencia de la granulometría de la mezcla asfáltica superior en la resistencia al corte de la interfaz de las capas. Esta influencia se evaluó mediante dos combinaciones: los especímenes de la combinación 1 (C1 Densa – Densa) se fabricaron con una mezcla asfáltica densa, vacíos de aire 4-5%, en la capa superior e inferior; los especímenes de la combinación 2 (C2 Abierta – Densa), en la capa superior se fabricaron con una mezcla asfáltica OGFC, con vacíos de aire 18-20%, y en la capa inferior una mezcla densa con vacíos de aire 4-5%.

En la Figura 60 se muestra la resistencia al corte promedio para las dos combinaciones de estudio, las tres emulsiones y las dosificaciones de estudio. Se observa que, de los tres factores evaluados, el tipo de granulometría de la mezcla asfáltica superior tiene mayor relevancia en la adherencia de la interfaz entre capas de concreto asfáltico. Adicionalmente, se observó que la resistencia al corte disminuyó aproximadamente de 0.7 MPa en la combinación 1, a alrededor de 0.08 MPa en la combinación 2. Esto es, una reducción del 90 por ciento en la adherencia de los especímenes ensayados para C2 Abierta - Densa. Esta reducción es a causa del aumento de las áreas de no contacto en la interfaz de la combinación 2.

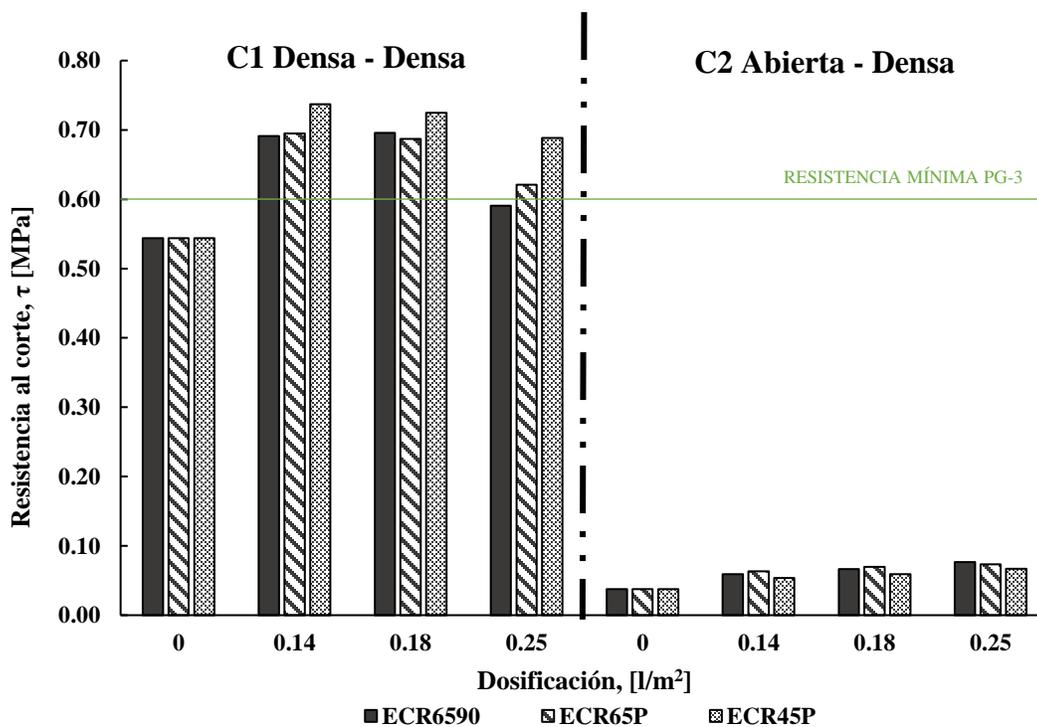


Figura 60. Valores medios de resistencia al esfuerzo cortante para los conjuntos C1 y C2

Lo anterior, se justifica mediante el análisis de la interfaz de los especímenes ensayados. Este análisis se realizó por medio del proceso de binarización de imágenes, el cual consiste en separar regiones de interés en una fotografía. Se resaltaron las áreas de no contacto en la interfaz, Figura 61, las cuales son originadas por la cantidad de vacíos de aire de la mezcla asfáltica compactada. La mezcla OGFC presenta un alto contenido de vacíos de aire, como se muestra en la Figura 61a, donde las áreas de no contacto resultan ser significativas respecto a la superficie de la sección transversal del espécimen. Por tanto, se debilita la resistencia al corte de la interfaz, debido a que los puntos de contacto entre la capa superior e inferior disminuyen. Estas observaciones son concordantes con los estudios realizados por Santagata *et al.* (2008), Chen y Huang (2010) y Berenguer *et al.* (2019) [41, 39, 45].

Cuando la capa superior e inferior se construyen con mezclas densas, la adherencia en la interfaz es mayor, debido a los numerosos puntos de contacto entre las superficies de la capa intermedia, esto se observa en la Figura 61b, donde las áreas de no contacto son mínimas respecto a la superficie de la sección transversal del espécimen.

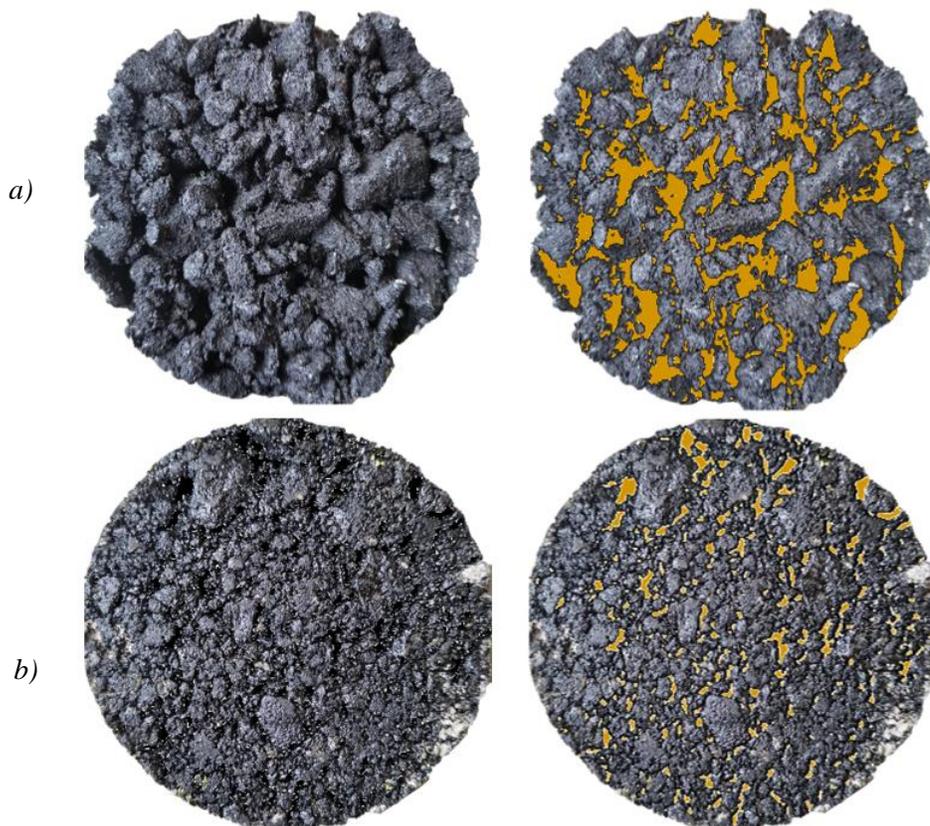


Figura 61. Áreas de no contacto en la interfaz. a) OGFC b) Densa.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

El objetivo principal de esta investigación fue evaluar el comportamiento de la adherencia entre capas de concreto asfáltico. Esta evaluación se hizo mediante un plan experimental que permitió determinar la influencia del tipo y dosificación del riego de liga, así como del tipo de granulometría de la mezcla asfáltica de la capa superior en la resistencia al corte de la interfaz. Para ello, se utilizó la prueba de corte directo LCB, se emplearon tres emulsiones asfálticas como riegos de liga (ECR6590, ECR65P y ECR45P) con tres dosificaciones 0.14, 0.18 y 0.25 l/m² de cemento asfáltico residual y una prueba de referencia, es decir, una interfaz sin riego de liga. Se estudiaron dos tipos de granulometrías de mezclas asfálticas como capa superior: una mezcla densa y una mezcla abierta tipo OGFC. Las conclusiones generales de la investigación se presentan a continuación.

- Se observó que la presencia del riego de liga incrementó la adherencia entre las capas de concreto asfáltico. Para capas asfálticas construidas con mezclas densas, el incremento fue entre el 15 y 20%, respecto a la interfaz de referencia. En cuanto a las capas asfálticas construidas con mezclas OGFC como capa de rodadura, el incremento llega a ser mayor al 100% respecto a las capas que no tiene riego de liga. No obstante, el riego de liga debe ser aplicado en las dosificaciones correctas, ya que una cantidad insuficiente reduce la resistencia, al igual que un exceso de riego facilita el deslizamiento entre capas.
- Los valores máximos de resistencia al corte para capas asfálticas densa–densa, están dentro del rango de dosificación 0.14 y 0.18 l/m² de cemento asfáltico residual para las tres emulsiones estudiadas. Mientras que para las capas asfálticas abierta-densa, las emulsiones ECR65P y ECR45P, desarrollan su resistencia máxima dentro del rango de dosificación 0.18 – 0.32 l/m² y la emulsión ECR6590 en el rango de dosificación 0.32 – 0,40 l/m². Lo anterior, se debe al cambio de macrotextura en la interfaz, la combinación 2 Abierta – Densa, requiere mayor riego de liga para que desarrolle su resistencia máxima, a causa de que tiene mayor macrotextura en la capa superior.
- Se determinó, que el riego de liga incrementa el desplazamiento permitido en las capas asfálticas, aproximadamente un 40% antes de llegar a la falla por corte, en las dos condiciones de capa de rodadura (densa y abierta). Es decir, aumenta la vida útil de los pavimentos.
- Se concluyó que el tipo de riego de liga no tiene influencia significativa en la resistencia al corte final. Sin embargo, es importante resaltar que las emulsiones asfálticas estudiadas cuentan con características inherentes de instalación en campo que contribuyen a mejorar

la adherencia en la interfaz, por lo que, en laboratorio bajo condiciones estandarizadas no están alcanzando completamente la resistencia al corte que pueden llegar a tener en campo.

- La adherencia entre dos capas asfálticas cambia significativamente en función de la granulometría de la mezcla asfáltica de la capa superior. La presencia de una capa superior de mayor porosidad (abierta) en contacto con una de baja porosidad (densa) causa una reducción del 90% en la adherencia entre ambas capas, respecto a cuándo se tiene en la capa inferior y superior una mezcla densa, debido a una menor área de contacto entre ellas.
- Los resultados de resistencia al corte promedio de la interfaz obtenidos para el conjunto de especímenes densa–densa fueron superiores a 0.6 MPa cuando se aplica riego de liga en la interfaz. En contraparte, los resultados de resistencia al corte de la interfaz obtenidos para el conjunto de especímenes abierta–densa fueron en promedio 0.08 MPa. Esta reducción es a causa del aumento de las áreas de no contacto en la interfaz de la combinación 2.
- En la interfaz de un concreto asfáltico drenante y uno denso, predominan las fuerzas químicas suministradas por el cemento asfáltico presente en los riegos de liga. Lo anterior, dado que las fuerzas mecánicas, debidas al entrelazado de los agregados, se reducen significativamente por la granulometría de la mezcla abierta, al ser en gran parte agregado pétreo grueso, no penetra en los vacíos de la superficie de la mezcla densa.

4.2. Recomendaciones

Con base en la información recaba sobre la evaluación de la adherencia entre capas de concreto asfáltico, se recomiendan los siguientes temas para investigaciones futuras:

- a) Evaluar la adherencia usando como capa subyacente diferentes granulometrías de mezclas asfálticas densas en el conjunto C2 Abierta -Densa, que permita una mejor distribución y entrelazado de los agregados en las superficies de contacto.
- b) Es esencial evaluar la cantidad correcta de riego de liga para las condiciones reales de trabajo y las características inherentes de cada riego para lograr una unión adecuada entre las capas de la capa asfáltica de una estructura de pavimento.

REFERENCIAS

- [1]. Asociación Mexicana del Asfalto A.C, AMAAC (2016) “*Protocolo AMAAC PA-CR 04/2016 – Diseño, fabricación y colocación de mezclas para capas de rodadura elaboradas en caliente*”.
- [2]. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT; Instituto Mexicano del Transporte, IMT; (2005) “*Caracterización geomecánica de mezclas asfálticas*” Publicación Técnica No 267
- [3]. Mohammad L., Elseifi M., Bae A., Patel N., Button J., and Scherocman J. (2012) “*NCHRP Report 712: Optimization of Tack Coat for HMA Placement*” Transportation Research Board of the National Academies, Project 9-40.
- [4]. National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. (2018) “*NCHRP Synthesis 516: Tack Coat Specifications, Materials, and Construction Practices.*” Washington.
- [5]. Federal Highway Administration (2016). Tack Coat Best Practices, Publication No. FHWA-HIF-16-017. U.S. Department of Transportation.
- [6]. King G., and May R. (2003) “*New Approaches to Tack Application*” Presented at the 83rd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [7]. Roffe, J.C and Chaignon, F. (2002) “*Characterization Tests on Bond Coat: Worldwide Study, Impact, Tests, and Recommendations*”. 3rd International Conference Bituminous Mixtures and Pavements, Thessaloniki, 2002.
- [8]. Willis, J., and Timm D. (2006). “*Forensic Investigation of Debonding in Rich-bottom Pavement*” National Center for Asphalt Technology Report 06-04, Auburn, AL.
- [9]. Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT; Instituto Mexicano del Transporte, IMT; (1998) “*Pavimentos Flexibles. Problemática, Metodologías De Diseño y Tendencias*” Publicación Técnica No 104.
- [10]. Asphalt Institute. (2015).” Tackling *tack coats*.” Asphalt Magazine Vol. 30 No.2.
- [11]. Dharmarathna C. (2018) “*Evaluation of the Effect of Tack Coat Type, Application Rate, and Surface Type on Interlayer Shear Strength*” [Master’s Thesis, South Dakota State University].
- [12]. Miró R., Martínez A., and Pérez F. (2006) “*Evaluation of Effect of Heat-Adhesive Emulsions for Tack Coats with Shear Test: From the Road Research Laboratory of Barcelona*” Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (1970), 64-70.
- [13]. NLT-328/08 (2008) “*Evaluación de la adherencia entre capas de firme, mediante ensayo de corte*”, CEDEX, 1^a edn.
- [14]. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (2015) “*Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, PG-3, Artículo 531. Riegos de adherencia*” Dirección General de Carreteras, España.

- [15]. ASTM Internacional (2002) “*ASTM D8-02 Standard Terminology Relating to Materials for Roads and Pavements*” Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.03.
- [16]. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales – LanammeUCR (2019) “*Aplicación de riego de liga – Guía para Inspectores*” Programa de Infraestructura del Transporte – PITRA.
- [17]. Andaluz D., Felipe J., Peña J.L., García J.L., Miró R., Martínez F.A., and Lucas F.J. (2019) “*Buenas prácticas en la ejecución de riegos de adherencia.*” Congreso Iberoamericano del Asfalto, México.
- [18]. Asphalt Institute and Asphalt Emulsion Manufacturers Association. (2008) “*Basic Asphalt Emulsion Manual*”, Manual Series 19 (MS-19), 4th ed. Asphalt Institute, Lexington, KY.
- [19]. Ortiz J., Miró R., and Crisén X., (2020) “*Especificaciones sobre la adherencia entre las capas de un firme, tensiones cortantes de cálculo y tensiones admisibles*” Revista técnica de la asociación española de la carretera (Carreteras), Volumen n° 231, pp 28-50.
- [20]. Destrée, A.; De Visscher J., and Vanelstraete A. (2016). “*Field study to evaluate different prenormative interlayer adhesion tests.*” 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress, Prague, Czech Republic.
- [21]. Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes, SICT (2022) “*Norma: N-CMT-4-05-001/22, Libro: CMT. Características de los materiales, Parte: 4. Materiales para Pavimentos, Título: 05. Materiales, Asfálticos, Aditivos y Mezclas, Capítulo: 001. “Calidad de Materiales Asfálticos”*”
- [22]. Mercado R., Salager J.L., Sadtler V., Marchal P., and Choplin L., (2014) “*Breaking of a cationic amine oil-in-water emulsion by pH increasing: Rheological monitoring to modeled asphalt emulsion rupture*” Colloids Surf. A: Physicochem. Eng. Aspects, 458, pp. 63-68.
- [23]. You L., You Z., Yang X., Ge D., and Lv. S., (2018) “*Laboratory testing of rheological behavior of water-foamed bitumen*” J. Mater. Civ. Eng., 30 (8).
- [24]. You L., You Z., Dai Q., and Zhang L. (2018) “*Assessment of nanoparticles dispersion in asphalt during bubble escaping and bursting: nano hydrated lime modified foamed asphalt*” Constr. Build. Mater., 184, pp. 391-399.
- [25]. Fortuny M., Oliveira C.B., Melo R.L., Nele M., Coutinho R.C., and Santos A.F. (2007) “*Effect of salinity, temperature, water content, and pH on the microwave demulsification of crude oil emulsions*” Energy Fuels, 21 (3), pp. 1358-1364.
- [26]. Asociación Mexicana del Asfalto A.C, AMAAC (2012) “*Recomendación AMAAC REA 12/2012 – Aplicación de emulsiones asfálticas en riegos de liga*”.
- [27]. Zhang W. (2017) “*Effect of tack coat application on interlayer shear strength of asphalt pavement: A state-of-the-art review based on application in the United States*” International Journal of Pavement Research and Technology 10, 434–445.
- [28]. State Of California Department of Transportation (2009) “*Tack Coat Guidelines*”.
- [29]. Speight J. (2016) “*Asphalt Materials Science and Technology*” Elsevier Inc.

REFERENCIAS:

- [30]. Tschegg, E. K., Kroyer, G. Tan, D., Stanzl-Tschegg, S., and Litzka, J. (1995). “*Investigation of bonding between asphalt layers on road construction*” Journal of Transportation Engineering, Vol. 121, N° 4.
- [31]. Raposeiras A. C. (2013) “*Analysis of Tack Coats in Bituminous Pavements: Influence of Macro-Texture on Optimal Binder Dosage and Development of a New Method to Control the Amount Applied*” [PhD thesis, University of Cantabria].
- [32]. Costa A. (2019) “*Patologías de los pavimentos*” Asfalto y Pavimentación, Vol. IX, No. 33, 31-38.
- [33]. Instituto Nacional de Vías INVIAS – Universidad Nacional de Colombia (2006) “*Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles*” Convenio interadministrativo 587-03, Bogotá D.C.
- [34]. Uzan J., Livneh M., and Eshed Y. (1978) “*Investigation of Adhesion Properties Between Asphaltic Concrete Layers*” Asphalt Paving Technology, Vol. 47, pp. 495–521.
- [35]. Shahin M. Y., Blackmon E. W., Van Dam T., and Kirchner K. (1987) “*Consequence of Layer Separation on Pavement Performance*” Report DOT/ FAA/ PM-86/48. Federal Aviation Administration.
- [36]. Zulkifili N. and Sutanto M. (2018) “*The Influence of Bonding between Layers on Pavement Performance, a Case Study of Malaysian Road*” E3S Web of Conferences. 65. 09002.
- [37]. Romanoschi S. and Metcalf J. (2001) “*Effects of Interface Condition and Horizontal Wheel Loads on the Life of Flexible Pavement Structures*” Transportation Research Record 2001 1778:1, 123-131.
- [38]. ASTM Internacional (2015) “*ASTM D907-15 Standard Terminology of Adhesives*” Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.03.
- [39]. Chen J., and Huang, C. (2010). “*Effect of Surface Characteristics on Bonding Properties of Bituminous Tack Coat.*” Transportation Research Record, 2180(1), 142–149.
- [40]. Kruntcheva M., Collop A., and Thom N. (2006) “*Properties of Asphalt Concrete Layer Interfaces*” Journal of Materials In Civil Engineering Vol. 18, No. 3, 467–471.
- [41]. Santagata F., Partl M.N., Ferrotti G., Canestrari F., and Flisch A. (2008) “*Layer characteristics affecting interlayer shear resistance in flexible pavements.*” J. Assoc. Asph. Pav. Tech. 77, 221–256.
- [42]. Song W., Shu X., Huang B., and Woods M. (2017) “*Influence of Interface Characteristics on the Shear Performance between Open-Graded Friction Course and Underlying Layer*” Journal of Materials in Civil Engineering 29(8):04017077.
- [43]. Hasiba K. (2012) “*Development of a testing approach for tack coat application rate at pavement layer interfaces*” [Master’s Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign]
- [44]. Tashman L., Nam K., Papagiannakis T., Willoughby K., and Pierce L. (2008) “*Evaluation of Construction Practices That Influence the Bond Strength at the Interface between Pavement Layers*” Journal of Performance of Constructed Facilities 154-161.

- [45]. Berenguer J., Martinez A., Calvo C., Hernandez P., Gomariz R., García I., and Real T., (2019) “*Ensayo de adherencia de capas de firme (NLT-382/08): influencia de la dotación del ligante y la macrotectura*” Congreso ibero latinoamericano del asfalto, México.
- [46]. Raab C., Halim A., and Partl M. (2012) “*Interlayer bond testing using a model material*” Construction and Building Materials, Volume 26, Issue 1, 190-199.
- [47]. Mohammad, L.N., Raqib, M.A. and Huang, B. (2002), “*Influence of asphalt tack coat materials on interface shear strength*”.
- [48]. Ghaly N., Ibrahim I. and Noamy E. (2014) “*Tack coats for asphalt paving*” Egyptian Journal of Petroleum 23, 61-65.
- [49]. Wang J., Xiao F., Chen Z., Li X. and Amir Khanian S. (2017) “*Application of tack coat in pavement engineering*” Construction and Building Materials 152 (2017) 856–871.
- [50]. Chen D.H. (2010) “*Slippage Failure of a New Hot-Mix Asphalt*” Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 24, No. 3, 258–264.
- [51]. Raad C. and Partl M. (2004) “*Effect of tack coats on interlayer shear bond of pavements*” Proceedings of the 8th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa (CAPSA’04).
- [52]. Federal Highway Administration (2005). “*FP-14 Standard Specifications for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway Projects*” United States Department of Transportation.
- [53]. Hachiya, Y. and Sato, K. (1997) “*Effect of Tack Coat on Bonding Characteristics at Interface between Asphalt Concrete Layers,*” Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements, pp. 349–362.
- [54]. Deysarkar I. (2004) “*test set-up to determine quality of tack coat*” [Master’s Thesis, University of Texas At El Paso].
- [55]. Asphalt Institute “*Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente*”, Serie de Manuales No. 22 (MS-22), 2th ed. Asphalt Institute, Lexington, KY.
- [56]. West R., Zhang J., and Moore J. (2005) “*Evaluation of Bond Strength between Pavement Layers,*” NCAT Report No. 05–08, National Center for Asphalt Technology.
- [57]. Canestrari F., and Santagata E. (2005) “*Temperature effects on the shear behaviour of tack coat emulsions used in flexible pavements,*” International Journal of Pavement Engineering. Vol. 6, No. 1, pp. 39–46.
- [58]. Hu X., Lei Y., Wang H., Jiang P., Yang X., and You Z. (2017) “*Effect of tack coat dosage and temperature on the interface shear properties of asphalt layers bonded with emulsified asphalt binders*” Construction and Building Materials, Volume 141, 86–93.
- [59]. Yang K. and Li R. (2021) “*Characterization of bonding property in asphalt pavement interlayer: A review*” Journal of traffic and transportation engineering (Engl. Ed.) 8 (3): 374 -387.
- [60]. Santagata, E., Canestrari, F. and Santagata, F.A. (1993) “*Laboratory shear testing of tack coat emulsion*”. Proceedings of the 1st Congress on Emulsion, Paris, France.

REFERENCIAS:

- [61]. Collop A.C., Sutanto M.H., Airey G.D. and Elliott R.C. (2009) “*Shear bond strength between asphalt layers for laboratory prepared samples and field cores*”, Construction and Building Materials, vol. 23, no. 6, pp. 2251-2258.
- [62]. Kraemer C., Pardillo J., Rocci S., Romana M., Sánchez V., and Del Val Ma. (2004) “*Ingeniería de Carreteras, Volumen II*” McGraw-Hill.
- [63]. Bonaquist R. (2011) “*NCHRP Report 691: Mix Design Practices for Warm Mix Asphalt*” Transportation Research Board of the National Academies, Project 9-43.
- [64]. Chowdhury, A., and Button, J. W. (2008). “*A review of warm mix asphalt*” Texas Transportation Institute.
- [65]. Secretaria de Comunicaciones y Transporte, SCT (2008) “*Norma: N-CMT-4-05-003/08, Libro: CMT. Características de los Materiales, Parte: 4. Materiales para Pavimentos, Título: 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas, Capítulo: 003. “Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras”*”.
- [66]. Secretaria de Comunicaciones y Transporte, SCT (2008) “*Norma: N-CMT-4-04/08, Libro: CMT. Características de los Materiales, Parte: 4. Materiales para Pavimentos, Título: 04. Materiales Pétreos para Mezclas Asfálticas*”.
- [67]. Secretaria de Comunicaciones y Transporte, SCT (2010) “*Norma: N-CSV-CAR-3-02-003/10, Libro: CSV. Conservación, Tema: CAR. Carreteras, Parte: 3. Trabajos de Conservación Periódica, Título: 02. Pavimentos, Capítulo: 003. Capas de Rodadura de Granulometría Abierta*”.
- [68]. Trujillo M. (2022) “*Evaluación del comportamiento mecánico de pavimentos fotocatalíticos*” [Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM].
- [69]. ASTM Internacional (2019) “*ASTM D6307-19 Standard Test Method for Asphalt Content of Asphalt Mixture by Ignition Method*” Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.03.
- [70]. ASTM Internacional (2003) “*ASTM D2041-03 Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*” Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.03.
- [71]. ASTM Internacional (2011) “*ASTM D 2726-11 Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures*” Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.03.
- [72]. Instituto del asfalto (1994) “*Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de superpave*”