

# Aportaciones al proyecto, construcción y reparación de pavimentos de hormigón

Tesis doctoral realizada por:  
Rubén-Daniel López Carreño

Dirigida por:  
Sergio Henrique Pialarissi Cavalaro  
Pablo Pujadas Álvarez

Programa de doctorado:  
Ingeniería de la Construcción

Barcelona, Junio 2018



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA  
BARCELONATECH

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

# TESIS DOCTORAL



## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quisiera mostrar mi gratitud tanto a mis directores Pablo Pujadas y Sergio Pialarissi como a Antonio Aguado por darme la oportunidad de realizar el doctorado junto a ellos. Aunque han sido unos años intensos, vuestro apoyo y confianza han sido fundamentales para poder afrontar todos los retos e incertidumbres que han ido floreciendo a lo largo del camino. Así mismo, y no por ello menos importante, vuestros conocimientos y saber hacer han resultado esenciales para que este trabajo llegue a ver la luz.

También quiero hacer extensivos mis agradecimientos a Albert, Ana, Celia, Jesús, Nacho y Sandra, ya que siempre han tenido la puerta abierta para resolver cualquier duda que rondara mi cabeza. Lo he mismo he de decir de los miembros del laboratorio, quienes tanta ayuda y buenos momentos me han regalado. Gracias Camilo, Carlos, Jordi C., Jordi L., Robert y Tomás.

Evidentemente, no puedo olvidarme de todos los amigos y compañeros (muchos ya doctores) que me han acompañado durante estos años y que me han allanado el camino. Gracias Ahmed, Albert C., Ali Emadi, Alireza, Amin, Amir, Andressa, Belén, Carlos, Cristina, Débora, Edu, Fran, Francesco, Itsaso, Janill, Jordi C., Jorge, Luís M., Mylene, Nirvan, Noemí, Pau T., Razmik, Renán, Ricardo, Stas, Tai, Ulric (si me he dejado a alguien, pido disculpas).

Por otro lado, quiero dar las gracias a la Agència de Gestió d'Ajuts Universitaris i de Recerca de la Generalitat de Catalunya y al Fondo Social Europeo de la Unión Europea por la concesión de la Beca FI-DGR 2015. También me gustaría agradecer al Ministerio de Economía y Competitividad, a Uniland Cementera S.A., a FCC Construcción S.A., a CIDAUT, a Smart Engineering y al IECA por dejarme participar en los proyectos “Desarrollo de Mejores Rehabilitaciones Locales en Infraestructuras (MERLIN)” y “Desarrollo de Software de Análisis Seccional Avanzado”. De todos ellos, quisiera destacar la figura de Sergio Carrascón del IECA por su cercanía y erudición.

De la misma forma, quiero darlas gracias a mis otros amigos de fuera de la UPC y que también han sido un apoyo fundamental durante estos años: Guillermo, Iban, Javi, Marc, Norbert, Nyes, Oscar, Sergio y, como no, todo el “Radio Patio Team”.

Finalmente, he querido dejar para el final a las personas más importantes de mi vida, ya que todo lo que soy es gracias a ellos. Gracias a Cristina por acompañarme en esta larga aventura de la vida, pues sin tu apoyo no sé si hubiese llegado hasta aquí. Gracias a mis padres Genoveva y Antonio por todos sus sacrificios diarios que me han permitido realizarme como persona. Gracias a mi tía Carmeta por su infinito cariño y cuidar siempre de mí. También gracias a mis hermanos Jordi y Antonio por escucharme siempre y saber guiarme en la vida.

¡Gracias a tod@s!



## **Aportaciones al proyecto, construcción y reparación de pavimentos de hormigón**

Rubén-Daniel López Carreño

Departamento de ingeniería Civil y Ambiental – ETSECCPB

Universitat Politècnica de Catalunya – BarcelonaTech

## **RESUMEN**

La construcción y el mantenimiento de las redes viarias suponen una parte importante del gasto público. Por ejemplo, los 28 países de la Unión Europea destinan anualmente unos 20.000 millones de € al mantenimiento de sus carreteras. La magnitud de estas cifras indica la necesidad de dedicar esfuerzos a obtener mejoras en el diseño, la construcción y la reparación de firmes.

Los pavimentos de hormigón, tanto de nueva construcción como de reparación de firmes asfálticos (*whitetoppings*) y rígidos (*overlays*), tienen una serie de ventajas respecto a los bituminosos que permiten obtener soluciones más económicas y medioambientalmente sostenibles. Ello se debe a su mayor vida útil, su menor coste a largo plazo, su capacidad para reducir el consumo de carburante de los vehículos pesados, etc.

Sin embargo, en países como España apenas hay tradición de uso del hormigón como material para la construcción de carreteras, dato que corrobora el hecho de que más del 99% de la Red de Carreteras del Estado está construida con firme asfáltico. Ello hace que los técnicos apenas contemplen el hormigón como una alternativa real, perpetuando así el uso del asfalto como material predominante.

La escasa aplicación a nivel estatal de los pavimentos de hormigón puede explicarse por, entre otras causas, las limitaciones de los programas de diseño y la poca disponibilidad de maquinaria especializada. Además, en la construcción de *whitetoppings* y *overlays* existen también incertidumbres asociadas a la resistencia mecánica de su interfase con el firme reparado, que pueden afectar negativamente al desempeño estructural y dificultar todavía más su uso.

Esta tesis doctoral afronta estos aspectos con el objetivo general de facilitar el uso del hormigón en pavimentos de nueva construcción y en la reparación de firmes existentes. Para ello se ha realizado un extenso trabajo transversal que comprende el desarrollo de un nuevo programa de cálculo de pavimentos, una campaña experimental a escala de laboratorio y la construcción de cuatro pavimentos a escala real.

El programa de cálculo permite diseñar y comprobar firmes multicapa adoptando diferentes metodologías en función de su tipología estructural y considerando la posible pérdida de adherencia entre capas por efectos ambientales. Mientras, la campaña experimental analiza el uso de los Hormigones Autocompactantes de Alta Resistencia (HAAR) como material para optimizar la adherencia en los *whitetoppings* y *overlays*.

Por otro lado, se ha investigado mediante obras a escala real el uso de anclajes mecánicos para mejorar de la resistencia posfisuración de las interfases entre capas, proporcionando un marco teórico simplificado para su dimensionamiento. Igualmente, también se han evaluado dos *overlays* de Hormigón Compactado Con Rodillos (HCCR) construidos con extendedoras de asfalto, aportando algunas recomendaciones para la aplicación de esta técnica constructiva. Los resultados obtenidos en esta tesis doctoral suponen un paso adicional y necesario para extender la construcción de los pavimentos de hormigón, especialmente en España.



## **Aportaciones al proyecto, construcción y reparación de pavimentos de hormigón**

Rubén-Daniel López Carreño

Departamento de ingeniería Civil y Ambiental – ETSECCPB

Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech

### **ABSTRACT**

The construction and conservation of road networks represent a major part of public expenditure. For instance, the EU-28 countries annually spend approximately EUR 20.000 million on roadway preservation. These figures highlight the need to develop more efficient methods for the design, construction and maintenance of pavements.

Concrete pavements, including both new construction and strengthening (*whitetoppings* and *overlays*), offer many advantages over bituminous ones. These advantages provide more cost-effective and environmentally sustainable solutions. This is because their longer lifetime, lower cost at the long term, the capacity to reduce fuel consumption, etc.

Nevertheless, some countries such as Spain have no tradition in the use of concrete as a road construction material. This is confirmed by the fact that more than 99% of the roads belonging to the “Red de Carreteras del Estado” (National Highway Network) are asphalt roads. Consequently, technicians are not committed to implement the use of concrete and asphalt pavements tend to be perpetually applied.

The limited application of concrete pavements at the state level might be explained due to limitations in pavement-design software and the low availability of specialized machinery, among other causes. Furthermore, *whitetoppings* and *overlays* present inherent uncertainties related to the interfacial bond strength that may have a negative effect on the structural performance and make its use even more difficult.

This doctoral thesis addresses these aspects with the global objective of facilitating the use of concrete in both newly constructed pavements and road preservation. To this end, a cross-sectional study work has been conducted, involving the development of a new pavement calculation software, an experimental program and the construction of four real-scale pavements.

The software allows the design and checking of multilayer pavements adopting different calculation methodologies depending on the structural typology and also considering interfacial debonding due to environmental effects. Likewise, the experimental program analyses the use of Self-Compacting High-Performance Concrete to optimize the adhesive strength in *whitetoppings* and *overlays*.

On the other hand, the use of shear connectors to improve the post-cracking interfacial strength has been investigated by means of real-scale pavements. A simplified theoretical framework to design the connector distribution is also provided. In the same way, two Roller-Compacted Concrete built with asphalt pavers have been evaluated, providing some recommendations for the use of this construction technique. The findings of this doctoral thesis are an additional and necessary step to spread the construction of concrete pavements, particularly in Spain.





# ÍNDICE GENERAL

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. ANTECEDENTES .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. RAZÓN DE SER .....</b>	<b>2</b>
<b>1.3. OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
<b>1.4. METODOLOGÍA Y ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>7</b>
<b>2.2. INVERSIONES EN CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS.....</b>	<b>8</b>
<b>2.3. LOS PAVIMENTOS DE HORMIGÓN .....</b>	<b>9</b>
2.3.1. Tipos de pavimentos de hormigón .....	10
2.3.2. Refuerzos de tipo <i>whitetopping</i> y <i>overlay</i> .....	12
<b>2.4. DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN .....</b>	<b>14</b>
2.4.1. Modelos de respuesta .....	14
2.4.2. Modelos de comportamiento .....	15
2.4.3. Métodos semi-empíricos y empíricos.....	17
2.4.4. Programas para el diseño y la comprobación de pavimentos flexibles y de hormigón.....	18

2.4.5. Programas para el diseño y la comprobación de refuerzos de firme tipo <i>whitetopping</i> y <i>overlay</i> .....	20
<b>2.5. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS PARA PAVIMENTOS DE HORMIGÓN.....</b>	<b>21</b>
2.5.1. Métodos constructivos tradicionales.....	21
2.5.2. Hormigones Compactados Con Rodillo (HCCR).....	23
<b>2.6. MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS CON WHITETOPPINGS Y OVERLAYS .....</b>	<b>26</b>
2.6.1. Hormigones para la construcción de <i>whitetoppings</i> y <i>overlays</i> .....	26
2.6.2. Tratamientos de adherencia en la interfase de <i>whitetoppings</i> y <i>overlays</i> .....	27
2.6.3. Experiencias previas de caracterización experimental de la adherencia.....	30
<b>3. PROGRAMA PARA LA COMPROBACIÓN RESISTENTE DE PAVIMENTOS MULTICAPA .....</b>	<b>33</b>
<b>3.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>33</b>
3.1.1. Objetivos.....	34
<b>3.2. ESQUEMA GLOBAL DE CÁLCULO .....</b>	<b>34</b>
<b>3.3. DATOS DE ENTRADA PARA EL CÁLCULO .....</b>	<b>35</b>
3.3.1. Geometría del pavimento.....	35
3.3.2. Propiedades de los materiales de las capas del pavimento.....	36
3.3.3. Resistencia de las interfases entre capas.....	36
3.3.4. Condiciones ambientales .....	37
3.3.5. Características del tráfico .....	38
<b>3.4. CÁLCULO DE LAS DISTRIBUCIONES DE TEMPERATURA Y HUMEDAD POR DIFERENCIAS FINITAS .....</b>	<b>40</b>
3.4.1. Metodología e hipótesis de cálculo.....	40
3.4.2. Ecuaciones de gobierno .....	41
3.4.3. Esquema de diferencias finitas para el cálculo de las distribuciones de temperatura y humedad.....	42
<b>3.5. CÁLCULO DE LOS DESPEGUES DE LAS INTERFASES DEBIDOS A LOS EFECTOS DE LA TEMPERATURA Y LA HUMEDAD.....</b>	<b>45</b>
3.5.1. Procedimiento de cálculo.....	46
3.5.2. Cálculo de los esfuerzos rasantes en las interfases .....	46
3.5.3. Cálculo de la longitud de los despegues .....	48
<b>3.6. ANÁLISIS TENSO-DEFORMACIONAL BAJO CARGAS DE TRÁFICO .....</b>	<b>50</b>
3.6.1. Carga tipo de cálculo .....	50
3.6.2. Procedimiento de cálculo.....	50
3.6.3. Consideración de la longitud despegada en el cálculo de las tensiones y deformaciones .....	52
<b>3.7. ANÁLISIS DE FATIGA POR LAS CARGAS DE TRÁFICO .....</b>	<b>53</b>

3.7.1. Parámetros críticos y leyes de comportamiento.....	53
3.7.2. Cálculo del nivel de daño y de la vida útil de las capas.....	54
<b>3.8. VALIDACIÓN DEL PROGRAMA .....</b>	<b>55</b>
<b>3.9. CONCLUSIONES.....</b>	<b>59</b>
<b>4. ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA ADHERENCIA EN REFUERZOS DE HAAR</b>	<b>61</b>
<b>4.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>61</b>
4.1.1. Objetivos.....	62
<b>4.2. BASES TEÓRICAS PARA LA MEJORA DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS.....</b>	<b>62</b>
4.2.1. Mejora de la componente química de la resistencia prefisuración.....	64
4.2.2. Mejora de la componente mecánica de la resistencia prefisuración.....	64
4.2.3. Posibilidades del HAAR para mejorar la resistencia prefisuración .....	65
<b>4.3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>65</b>
4.3.1. Variables de estudio.....	65
4.3.2. Materiales utilizados.....	67
4.3.3. Caracterización de los materiales .....	68
4.3.4. Producción y curado de las probetas.....	69
4.3.5. Configuración y procedimiento de los ensayos.....	76
<b>4.4. RESULTADOS.....</b>	<b>77</b>
4.4.1. Tipos de rotura .....	78
4.4.2. Adherencia H-HAAR ( <i>overlays</i> ) .....	79
4.4.3. Adherencia A-HAAR ( <i>whitetoppings</i> ) .....	81
<b>4.5. CONCLUSIONES.....</b>	<b>82</b>
<b>5. MEJORA DE LA RESISTENCIA POSFISURACIÓN DE LAS INTERFASES CON ANCLAJES MECÁNICOS .....</b>	<b>85</b>
<b>5.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>85</b>
5.1.1. Objetivos.....	86
<b>5.2. MEJORA DE LA RESISTENCIA POSFISURACIÓN.....</b>	<b>86</b>
<b>5.3. MODELO SIMPLIFICADO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES MECÁNICOS..</b>	<b>88</b>
5.3.1. Cálculo del rasante solicitado en la interfase.....	88
5.3.2. Cálculo de los anclajes y de su distribución en la interfase .....	95
5.3.3. Propuesta de tornillos como anclaje mecánico para coser la interfase .....	98
<b>5.4. experiencias constructivas.....</b>	<b>99</b>
5.4.1. Análisis del comportamiento a tracción de la interfase con tornillos (Experiencia 0) .....	99

5.4.2. Comportamiento ante cargas de tráfico (Experiencia 1).....	105
5.4.3. Comportamiento ante cargas de tráfico (Experiencia 2).....	111
<b>5.5. RECOMENDACIONES PARA LA DISTRIBUCIÓN DE ANCLAJES.....</b>	<b>115</b>
<b>5.6. CONCLUSIONES.....</b>	<b>116</b>
<b>6. CONSTRUCCIÓN DE REFUERZOS DELGADOS CON HCCR .....</b>	<b>119</b>
<b>6.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>119</b>
6.1.1. Objetivos.....	120
<b>6.2. Reparación de pavimentos con HCCR.....</b>	<b>120</b>
<b>6.3. Experiencias construídas.....</b>	<b>121</b>
6.3.1. Estado previo de los pavimentos a reforzar .....	122
6.3.2. Proceso constructivo y maquinaria utilizada.....	123
6.3.3. Hormigones utilizados .....	125
<b>6.4. DESARROLLO DE LAS OBRAS .....</b>	<b>126</b>
6.4.1. Experiencia 1 .....	126
6.4.2. Experiencia 2 .....	127
<b>6.5. RESULTADOS OBTENIDOS .....</b>	<b>130</b>
6.5.1. Resistencia de los hormigones .....	130
6.5.2. Densidad de los hormigones de la Experiencia 1 .....	131
6.5.3. Adherencia entre capas en la Experiencia 1 .....	132
6.5.4. Regularidad superficial.....	133
6.5.5. Textura .....	135
6.5.6. Confort vibratorio en el interior de los vehículos.....	135
6.5.7. Ruido exterior .....	137
<b>6.6. CONCLUSIONES.....</b>	<b>139</b>
<b>7. CONCLUSIONES.....</b>	<b>141</b>
<b>7.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>141</b>
<b>7.2. CONCLUSIONES GENERALES.....</b>	<b>142</b>
<b>7.3. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS .....</b>	<b>142</b>
7.3.1. Relativas al programa de cálculo de pavimentos .....	142
7.3.2. Relativas a la mejora de la resistencia prefisuración y posfisuración .....	144
7.3.3. Relativas a la construcción de refuerzos de HCCR.....	145
<b>7.4. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>146</b>

---

<b>8. BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>149</b>
<b>ANEJO 1. MÉTODOS DE CÁLCULO TENSO-DEFORMACIONAL DE PAVIMENTOS SOMETIDOS A CARGAS DE TRÁFICO .....</b>	<b>161</b>
<b>ANEJO 2. MODELO DE CÁLCULO DEL RASANTE EN UNA INTERFASE DEBIDO A CARGAS HORIZONTALES DE TRÁFICO.....</b>	<b>169</b>
<b>ANEJO 3. FICHAS TÉCNICAS DE LOS TORNILLOS PARA MEJORAR LA RESISTENCIA POSFISURACIÓN DE LAS INTERFASES.....</b>	<b>175</b>
<b>ANEJO 4. FICHAS TÉCNICAS DE LAS MÁQUINAS UTILIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS HCCR .....</b>	<b>185</b>
<b>NOTACIONES Y SÍMBOLOS.....</b>	<b>199</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 – Pavimento de hormigón.....</i>	<i>2</i>
<i>Figura 1.2 – Organización de la tesis doctoral.....</i>	<i>5</i>
<i>Figura 1.3 – Logotipos de las empresas y entidades que han colaborado en esta Tesis Doctoral.....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 2.1 – Longitud de la red viaria de los países de la Unión Europea en el año 2013 (miles de km) (ERF, 2017).....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2.2 – Transmisión de cargas hacia la capa de apoyo en un firme rígido (a) y en uno flexible (b) (Martirosyan, 2017).....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.3 – Planta y perfil de los diferentes tipos de pavimentos de hormigón.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.4 – Mecanismo resistente de los whitetoppings y overlays sin y con adherencia.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2.5 – Refuerzos de hormigón en función del material de la capa base de firme original y la presencia o ausencia de adherencia entre capas (Harrington y Fick, 2014).....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2.6 – Clasificación de los modelos de respuesta (basado en Kraemer et al., (2003)).....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2.7 – Modelo de Westergaard: posiciones de la carga (a) y combado de las losas (Kraemer et al., 2003) (b).....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2.8 – Catálogo de firmes de la Norma 6.1-IC (Ministerio de Fomento, 2003).....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.9 – Extendidora de encofrados deslizantes (ICPA, 2014).....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.10 – Construcción con encofrado fijo (ICPA, 2014).....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.11 – Construcción de los HCCR: extensión del hormigón (a) y compactación (b) (IECA, 2016).....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.12 – Curva densidad – contenido de humedad (Harrington et al., 2010) (a). Ensayo Vebe (Chhorn et al., 2017a) (b).....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2.13 – Hormigón con fibras plásticas (a) y hormigón autocompactante de alta resistencia (b).....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 2.14 – Fresado de un pavimento (a). Granallado (Harrington y Fick, 2014) (b).....</i>	<i>28</i>

<i>Figura 3.1 – Esquema global de cálculo.</i> .....	35
<i>Figura 3.2 – Ejemplo de sección transversal de un pavimento.</i> .....	36
<i>Figura 3.3 – Distribución normal de probabilidad de la resistencia tangencial de las interfases.</i> .....	37
<i>Figura 3.4 – Funciones de evolución de la temperatura (a) y de la humedad relativa (b) ambientes.</i> ..	38
<i>Figura 3.5 – Pcedimiento de cálculo de las distribuciones de temperatura y humedad.</i> .....	41
<i>Figura 3.6 – Esquema de diferencias finitas.</i> .....	43
<i>Figura 3.7 – Pérdida de adherencia en un firme multicapa.</i> .....	45
<i>Figura 3.8 – Esquema de cálculo del despegue de las interfases de un firme.</i> .....	47
<i>Figura 3.9 – Cálculo de las tensiones rasantes en las interfases de un firme multicapa: parámetros geométricos y mecánicos de las capas (a), distribución de temperatura o humedad (b), deformaciones libres (c) y deformaciones medias (d).</i> .....	49
<i>Figura 3.10 – Longitudes despegadas en la interfase de un firme bicapa.</i> .....	49
<i>Figura 3.11 – Carga tipo de cálculo.</i> .....	50
<i>Figura 3.12 – Esquema de selección del método de cálculo de las tensiones y deformaciones debidas a las cargas de tráfico.</i> .....	51
<i>Figura 3.13 – Distribución de momento por capas de firme.</i> .....	52
<i>Figura 3.14 – Obtención de las tensiones con adherencia parcial en las interfases.</i> .....	53
<i>Figura 3.15 – Parámetros críticos para el cálculo de fatiga de los materiales.</i> .....	54
<i>Figura 4.1 – Tipos de resistencia de una interfase.</i> .....	62
<i>Figura 4.2 – Combinaciones de resistencia pre y posfisuración de la interfase.</i> .....	63
<i>Figura 4.3 – Mejora de la adherencia química aumentando la superficie de contacto efectiva (a) y mejora de la adherencia mecánica mejorando la imbricación (b).</i> .....	64
<i>Figura 4.4 – Aspecto superficial de los tratamientos de adherencia.</i> .....	66
<i>Figura 4.5 – Bases de A: Estimación del módulo estático de elasticidad (a), medida de su altura (b) y pesado (c).</i> .....	69
<i>Figura 4.6 – Fases de fabricación de las probetas.</i> .....	69
<i>Figura 4.7 – Moldes preparados (a) y amasado del H (b).</i> .....	70
<i>Figura 4.8 – Vibrado de las bases de H (a) y conservación durante las primeras 24 horas (b).</i> .....	70
<i>Figura 4.9 – Recogida en planta del A (a) y almacenamiento hasta la producción de las probetas (b).</i> .....	71
<i>Figura 4.10 – Troceado del A (a) y calentamiento de los moldes (b).</i> .....	71
<i>Figura 4.11 –Aglomerado Asfáltico: calentamiento (a), homogeneización manual (b), moldeado y compactación de las bases (c) y enfriamiento en los moldes (d).</i> .....	72
<i>Figura 4.12 – Abujardado de las bases de H (a) y aspecto superficial del abujardado (b).</i> .....	73
<i>Figura 4.13 – Fabricación de la lechada de cemento (a) y extensión sobre las bases (b).</i> .....	73
<i>Figura 4.14 – Tratamiento AEB: Extensión de la emulsión (a) y aspecto final (b).</i> .....	74
<i>Figura 4.15 – Extensión de emulsión C65B3 TRG (a) y aspecto final del tratamiento AEG (b).</i> .....	74
<i>Figura 4.16 – Moldes para los refuerzos: Fabricación (a) y aspecto antes de verter el HAAR (b).</i> .....	75
<i>Figura 4.17 – Aspecto del HAAR en estado fresco (a), moldeado del refuerzo (b) y conservación de probetas durante las primeras 24 horas (c).</i> .....	75



Figura 4.18 – Configuración, esquema de carga y aspecto de los ensayos TD (a, b), LCB (c, d) y SS (e, f).....	76
Figura 4.19 – Probetas con sustrato de H: Curvas tensión-deformación típicas bajo ensayos TD (a), LCB (b) y SS (c) y resultados experimentales de TD (d), LCB (e) y SS (f).....	80
Figura 4.20 – Probetas con sustrato de A: Curvas tensión-deformación típicas bajo ensayos TD (a), LCB (b) y SS (c) y resultados experimentales de TD (d), LCB (e) y SS (f).....	81
Figura 5.1 – Factores que afectan los rasantes solicitado ( $\tau_{ra}$ ) y resistido ( $\tau_u$ ).....	88
Figura 5.2 – Carga vertical circular sobre firme bicapa. ....	89
Figura 5.3 – Validación del método de Birmann (1981) para el cálculo de esfuerzos rasantes en la interfase de un firme bicapa (Nguyen Dinh (2016)).....	90
Figura 5.4 – Distribución de esfuerzos rasantes propuesta para las cargas verticales de tráfico. ....	90
Figura 5.5 – Analogía de la sección equivalente para un firme bicapa (basado en Nguyen Dinh (2016)) .....	91
Figura 5.6 – Carga puntual horizontal sobre firme bicapa. ....	92
Figura 5.7 – Distribución de esfuerzos rasantes debidos a una carga horizontal de tráfico.....	92
Figura 5.8 – Distribución de esfuerzos rasantes propuesta para las cargas horizontales de tráfico. ....	93
Figura 5.9 – Distribución de esfuerzos rasantes debida a los efectos ambientales (Denarié et al., (2011)). ....	95
Figura 5.10 – Envoltentes de las tensiones rasantes producidas por las cargas de tráfico vertical (a) y horizontal (b) según el modelo propuesto.....	96
Figura 5.11 – Tornillo HILTI HUS-H 6x80/25/45 (a). Colocación del tornillo en el pavimento (b). ....	99
Figura 5.12 – Emplazamiento de las losas en el interior de la planta.....	100
Figura 5.13 – Aspecto del pavimento de la Experiencia 0. ....	100
Figura 5.14 – Esquema de las losas de la Experiencia 0.....	101
Figura 5.15 – Anclajes mecánicos de la Experiencia 0: disposición (a) y detalle (b). ....	103
Figura 5.16 – Vertido del hormigón en la losa E0.A.ii (a), compactación con regla vibrante (b), hormigón de las losas E0.A.ii y E0.B en estado fresco (c) y aspecto de las losas tras el curado (d).....	103
Figura 5.17 – Esquema del ensayo Pull-Off (adaptado de Bonaldo et al., (2005)). ....	104
Figura 5.18 – Ensayo de Pull-Off: taladro y colocación de varilla (a) y equipo utilizado (b). ....	104
Figura 5.19 – Experiencia 1: vista general de la zona de construcción (a) y detalle de su superficie (b) .....	106
Figura 5.20 – Esquema de la losa de la Experiencia 1. ....	106
Figura 5.21 – Construcción de la Experiencia 1: lavado de la zona (a) y detalle de los tornillos (b). ....	107
Figura 5.22 – Vista de la zona de la Experiencia 1 antes de hormigonar (a). Detalle de los anclajes y la lechada de cemento (b).....	108
Figura 5.23 – Hormigonado de la Experiencia 1 (a). Detalle antes de vibrar de la zona próxima a la báscula (b). Detalle de la pérdida de espesor en la parte superior (c). Aspecto tras la aplicación del producto de curado (d). ....	108
Figura 5.24 – Disposición en planta de los tornillos de la Experiencia 1.....	109
Figura 5.25 – Experiencia 2: camión circulando (a) y aspecto general a 90 días de edad (b). ....	110

<i>Figura 5.26 – Experiencia 2: fisuras aparecidas (a) y aspecto general a 90 días de edad (b).</i>	111
<i>Figura 5.27 – Experiencia 2: aspecto del firme original y del cajón fresado (a, b).</i>	112
<i>Figura 5.28 – Experiencia 2: fresado del cajón (a) y detalle de los tornillos (b).</i>	113
<i>Figura 5.29 – Construcción de la Experiencia 2: extensión del hormigón (a) y compactación (b).</i>	113
<i>Figura 5.30 – Disposición en planta de los tornillos de la Experiencia 2.</i>	114
<i>Figura 5.31 – Fisuras de retracción: transversal (a), longitudinal (b) y detalle (c).</i>	115
<i>Figura 5.32 – Recomendaciones para la disposición de anclajes.</i>	116
<i>Figura 6.1 – Planta de la Experiencia 1 construida con extendedora de asfalto.</i>	121
<i>Figura 6.2 – Planta de la Experiencia 2 construida con extendedora de asfalto.</i>	122
<i>Figura 6.3 – Estado previo de la zona donde se ejecutó la Experiencia 1: detalles del inicio (a) y del final de la zona (b).</i>	122
<i>Figura 6.4 – Estado previo de la zona donde se ejecutó la Experiencia 2: detalles de la zona de trazado curvo (a) y del inicio de la zona (b).</i>	123
<i>Figura 6.5 – Parche de reparación en la Experiencia 1 (a). Fresado en la Experiencia 2 (b).</i>	123
<i>Figura 6.6 – Maquinaria utilizada durante la construcción de los pavimentos: Extendedora de asfalto (a), rodillo liso vibrante (b), compactador de neumáticos (c), fresadora en frío (d) y rodillo dúplex (e).</i>	124
<i>Figura 6.7 –Parcheado de los baches del pavimento original (a). Vertido del hormigón sobre la tolva de la extendedora (b). Extensión del hormigón (c). Espesor final tras compactación (d)</i>	127
<i>Figura 6.8 – Aspecto del pavimento de la Experiencia 1: inicio (a) y final (b).</i>	128
<i>Figura 6.9 – Maquina fresadora trabajando (a). Colocación de los anclajes mecánicos (b).</i>	128
<i>Figura 6.10 – Extensión del hormigón en la Experiencia 2 (a). Detalle de la regla apoyada sobre el borde del cajón fresado (b).</i>	129
<i>Figura 6.11 – Vertido del hormigón sobre la extendedora (a). Defecto superficial debido al déficit de hormigón (b).</i>	129
<i>Figura 6.12 – Experiencia 2: Compactación del firme (a) y aplicación del retardante y curado (b).</i>	129
<i>Figura 6.13 – Testigos del pavimento de la Experiencia 1: aspecto (a) y ensayo de compresión (b).</i>	130
<i>Figura 6.14 – Testigos extraídos en la Experiencia 1.</i>	132
<i>Figura 6.15 – Vehículo con sistema LCMS para medir el IRI (a). Perfilómetro láser (b).</i>	133
<i>Figura 6.16 – Valores típicos del IRI en función del estado del pavimento y la velocidad de la vía (Sayers y Karamihas, 1998).</i>	134
<i>Figura 6.17 – Péndulo de fricción (a). Punto de medida del CRT en la Experiencia 2 (b).</i>	135
<i>Figura 6.18 – Aceleraciones medias en el vehículo de ensayo para las Experiencias 1 y 2.</i>	136
<i>Figura 6.19 – Vehículo para medir el ruido (a). Rueda y micrófonos de grabación (b).</i>	138

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.1 – Objetivos específicos.....</i>	<i>4</i>
<i>Tabla 2.1 – Ventajas de los pavimentos de hormigón (IECA, 2012; Martirosyan, 2017). .....</i>	<i>10</i>
<i>Tabla 2.2 – Parámetros críticos y leyes de comportamiento.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 2.3 – Métodos semi-empíricos y empíricos de diseño de pavimentos de hormigón para carreteras. ....</i>	<i>17</i>
<i>Tabla 2.4 – Comparativa de los programas de cálculo de pavimentos (Villanueva, 2015). ....</i>	<i>19</i>
<i>Tabla 2.5 – Programas para el diseño y comprobación de whitetoppings y overlays (Adaptado de Harrington y Fick, 2014). ....</i>	<i>21</i>
<i>Tabla 2.6 – Diferencias entre firmes de HCCR y de hormigón convencional (Harrington et al., 2010). ....</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 2.7 – Ensayos para caracterizar la adherencia (basado en Espeche y León, 2011). ....</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 2.8 – Resumen de estudios con ensayos de laboratorio para caracterizar la adherencia entre una capa de asfalto u hormigón convencional y una capa de refuerzo de hormigón. ....</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 3.1 – Propiedades físicas de los materiales y problemas en los que intervienen.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 3.2 – Categorías de tráfico y valores representativos de IMDp. ....</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 3.3 – Propiedades mecánicas y parámetros de las leyes de fatiga de los hormigones. ....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 3.4 – Validación de las tensiones ante cargas de tráfico en firmes rígidos. ....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 3.5 – Propiedades mecánicas de la mezcla bituminosa y el suelocemento. ....</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 3.6 – Validación de las tensiones ante cargas de tráfico en firmes semiflexibles y semirígidos. ..</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 4.1 – Variables consideradas en el estudio de la adherencia.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 4.2 – Composición del Aglomerado Asfáltico (A).....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 4.3 – Dosificación del Hormigón Convencional (H) de las bases. ....</i>	<i>67</i>

---

Tabla 4.4 – Dosificación del Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR) de los refuerzos. ....	68
Tabla 4.5 – Parámetros mecánicos de los materiales. ....	68
Tabla 4.6 – Tipos de rotura producidas en los ensayos TD, LCB y SS. ....	78
Tabla 4.7 – Número de probetas ensayadas, aceptadas estadísticamente y modos de fallo obtenidos. ....	79
Tabla 5.1 – Valores del rasante unitario $\tau_{rd,rodadera}$ en función de los espesores y módulos elásticos de las capas del firme. ....	97
Tabla 5.2 – Características de las losas de la Experiencia 0. ....	101
Tabla 5.3 – Dosificaciones de los hormigones de la Experiencia 0. ....	102
Tabla 5.4 – Resistencia de los hormigones de la Experiencia 0. ....	102
Tabla 5.5 – Resultados de Pull-Off en el pavimento de la Experiencia 0. ....	105
Tabla 5.6 – Dosificación del hormigón de la Experiencia 1. ....	107
Tabla 5.7 – Dosificaciones de los hormigones de la Experiencia 2. ....	112
Tabla 6.1 – Maquinaria utilizada en la construcción de los overlays. ....	124
Tabla 6.2 – Dosificaciones de los hormigones de la Experiencia 1. ....	125
Tabla 6.3 – Dosificaciones de los hormigones de la Experiencia 2. ....	126
Tabla 6.4 – Resistencia a compresión de los testigos de la Experiencia 1. ....	130
Tabla 6.5 – Resistencias de los hormigones de la Experiencia 2. ....	131
Tabla 6.6 – Densidades y porosidades de los testigos de la Experiencia 1. ....	132
Tabla 6.7 – Resumen de los valores del IRI. ....	133
Tabla 6.8 – Valores de la resistencia al deslizamiento ( $R_d$ ) y clase de resbaladidad. ....	136
Tabla 6.9 – Confort vibratorio en función de la aceleración según la UNE-ISO 2631-1 (2008). ....	137
Tabla 6.10 – Niveles de confort obtenidos en las Experiencias 1 y 2. ....	137
Tabla 6.11 – Niveles de sonoridad límite según la norma RVS 11.066 (FSV, 1997). ....	138
Tabla 6.12 – Ruido exterior para las Experiencias 1 y 2. ....	139

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. ANTECEDENTES

Los pavimentos son un patrimonio común del conjunto de la sociedad y están presentes en la vida cotidiana de las personas. Su influencia sobre la calidad de vida de los ciudadanos es elevada, ya que facilitan la movilidad y fijan el uso del territorio. Dentro del ámbito público, sus aplicaciones principales se presentan en forma de carreteras, calles, pistas de aterrizaje y aparcamientos.

Tanto la construcción como la gestión de pavimentos requieren de inversiones económicas muy elevadas que provienen generalmente de fondos públicos. A modo de ejemplo, el gasto total anual en mantenimiento de carreteras para los 28 países miembros de la Unión Europea desde el año 2010 es de unos 20.000 millones de euros (ERF, 2017). A ello debe sumarse el gasto en mantenimiento de los pavimentos urbanos, que en el caso de la ciudad de Barcelona fue de 8.492.261 € en el año 2017 (Ajuntament de Barcelona, 2018).

La magnitud de estas cifras indica la importancia de destinar esfuerzos en la obtención de mejores soluciones que las existentes para el diseño, la construcción y el mantenimiento de los pavimentos. Cualquier mejora, por pequeña que sea, tiene el potencial de suponer un gran avance si su uso se hace extensivo.

En este sentido, los pavimentos de hormigón (Figura 1.1) pueden ser una solución competitiva con respecto al uso de otras soluciones tradicionales como los firmes asfálticos gracias a su mayor vida útil, su menor coste a largo plazo (incluyendo tareas de mantenimiento), su

capacidad de reducir el consumo de carburante de los vehículos pesados, etc. Ya sea en forma de forma de pavimentos de nueva construcción como de reparaciones de firmes existentes, el uso del hormigón proporciona unas ventajas medioambientales, técnicas y económicas que contribuyen a la obtención de soluciones más sostenibles.



*Figura 1.1 – Pavimento de hormigón*

## **1.2. RAZÓN DE SER**

A pesar del gran número de carreteras y superficie urbana pavimentada y de que los pavimentos de hormigón pueden ser más económicos y sostenibles que los firmes asfálticos, en países como España su aplicación es casi anecdótica. Ello da pie a que los profesionales no contemplen el hormigón como una alternativa y se perpetúe el uso del asfalto como material predominante en la construcción y reparación de pavimentos.

El poco uso de los pavimentos de hormigón en España puede explicarse por muchos motivos, siendo algunos de ellos las limitaciones de los programas de diseño y el mayor número de máquinas disponibles para la construcción de firmes asfálticos dentro del parque de maquinaria de construcción de pavimentos. Además, también existen limitaciones en la aplicación del hormigón como material de reparación que afectan a su desempeño estructural y que están asociadas a la resistencia mecánica del contacto con la capa del firme a reparar.

Los programas de diseño de pavimentos no suelen permitir la comparación de diferentes tipologías estructurales de diferentes secciones de firme en las que el uso de hormigón podría resultar más competitivo. A su vez, tampoco consideran el posible despegue entre capas que puede producirse en los pavimentos multicapa, principalmente por efectos ambientales, y que provoca una reducción de su vida útil.

Respecto a la reparación de firmes mediante la disposición de una nueva capa de hormigón, la adherencia entre capas permite que éstas trabajen monolíticamente reduciendo así las tensiones que aparecen en los materiales. Actualmente se confía la adherencia a la rugosidad de la interfase, para lo que se aplican fundamentalmente tratamientos de fresado o granallado. Sin embargo, no se pone el foco en aspectos como la dosificación del hormigón ni en la propuesta de soluciones para cuando la adherencia es insuficiente o se pierde por completo.

Por otro lado, el predominio de maquinaria para pavimentos asfálticos hace que sea de interés analizar su uso para la puesta en obra de pavimentos de hormigón. Aunque esta solución técnica, conocida como Hormigón Compactado Con Rodillos (HCCR), se utiliza con cierta frecuencia

fuera de España para la construcción de nuevos pavimentos, apenas existen experiencias de su uso para la reparación de firmes.

Por consiguiente, para extender el uso de los pavimentos de hormigón de nueva construcción y de reparación es necesario proporcionar soluciones para simplificar su diseño, mejorar su comportamiento y facilitar la puesta en obra. Sin lugar a dudas, dedicar esfuerzos a

### 1.3. OBJETIVOS

Considerando lo anterior, en esta tesis doctoral se definen los siguientes 4 objetivos generales, los cuales que se corresponden con los aspectos principales que se afrontan en ella:

- Desarrollar un programa para el diseño y la comprobación de pavimentos multicapa que adapte los cálculos a la tipología de los materiales de las capas y que considere también la pérdida de adherencia en las interfases provocada por los efectos ambientales.
- Estudiar el Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR) como material de reparación de firmes asfálticos y de hormigón mediante el análisis experimental de la adherencia entre el firme a reparar y el HAAR.
- Proponer el uso de anclajes mecánicos para mejorar la resistencia posfisuración de la interfase de los refuerzos de firmes con hormigón mediante el desarrollo de un marco teórico simplificado para su dimensionamiento y el análisis de su comportamiento a escala real.
- Estudiar la aplicación del Hormigón Compactado Con Rodillos (HCCR) de poco espesor (10 cm) para la reparación de firmes mediante obras a escala real.

En aras de alcanzar estos objetivos generales se definen una serie de objetivos específicos. En la Tabla 1.1 se muestran cuáles son los principales objetivos específicos asociados a cada uno de los objetivos generales.

### 1.4. METODOLOGÍA Y ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

Como muestra el esquema de la Figura 1.2, la tesis se divide en 5 partes (entre paréntesis se indican los capítulo correspondientes a cada una de las partes). La Parte I se corresponde con Estado del Conocimiento y se presenta en el Capítulo 2. En él se hace una breve síntesis acerca de los tipos de pavimentos de hormigón, su dimensionamiento, los métodos constructivos y la gestión de firmes existentes mediante *whitetoppings* y *overlays*. Con ello se pretende aportar una visión global del ámbito del proyecto, la construcción y la reparación de los pavimentos, especialmente los de hormigón.

En la Parte II, correspondiente al Capítulo 3, se presenta en detalle el programa desarrollado para el cálculo estructural de pavimentos. En ella se describen el algoritmo general de cálculo, las hipótesis consideradas, las ecuaciones implementadas y las técnicas numéricas utilizadas para su resolución. Además, también se realiza una validación de los resultados obtenidos comparándolos con los obtenidos por otros autores.

La Parte III de la tesis engloba los Capítulos 4 y 5 y está enfocada en aspectos para mejorar la resistencia pre y posfisuración de las interfases de las reparaciones de firmes con hormigón. En el Capítulo 4 se estudia el empleo de un Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR) como

material de reparación de firmes de Aglomerado Asfáltico (A) o de Hormigón Convencional (H) mediante la caracterización experimental de las interfases bajo 3 estados tensionales diferentes.

*Tabla 1.1 – Objetivos específicos.*

Tema	Objetivos específicos
Programa de cálculo de pavimentos.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elaborar un esquema global de cálculo que acople los diferentes problemas que el programa debe resolver en la comprobación estructural de un firme multicapa.</li> <li>• Incluir en el programa el cálculo de las temperaturas y las humedades en las capas de firme a lo largo del tiempo debidas a la interacción con el ambiente.</li> <li>• Implementar una metodología para la obtención de las tensiones rasantes en las interfases de las capas de los firmes que se generan por efectos térmicos e higrométricos.</li> <li>• Obtener la forma de delimitar las regiones de las interfases en las que se produce la pérdida de adherencia.</li> <li>• Desarrollar un método de cálculo de las tensiones y deformaciones en las capas de firme debidas a las cargas de tráfico y que tenga en cuenta los despegues de las interfases y el tipo de material de las capas.</li> <li>• Añadir al programa la capacidad de comprobar estructuralmente el firme de los carriles de una calzada y de sus arceles a fatiga y bajo una única aplicación de carga, respectivamente.</li> <li>• Validar el programa mediante la comparación de resultados con los obtenidos por otros autores.</li> </ul>
Estudio de la adherencia con HAAR.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Presentar las bases teóricas para mejorar la adherencia entre capas de firme, haciendo un énfasis especial en la resistencia prefisuración.</li> <li>• Explicar los motivos por los que el Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR) puede mejorar la resistencia prefisuración de las interfases de los <i>whitetoppings</i> y <i>overlays</i>.</li> <li>• Identificar el comportamiento (dúctil, frágil u otro) que presentan 8 tratamientos de adherencia analizados en la campaña experimental ante esfuerzos de tracción “pura”, corte “puro” y combinación de compresión y corte.</li> <li>• Determinar, tanto en los <i>whitetoppings</i> como en los <i>overlays</i>, cuáles de los tratamientos de adherencia muestran un mejor comportamiento mecánico global ante los 3 tipos de esfuerzos.</li> </ul>
Mejora de la resistencia posfisuración con anclajes mecánicos.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mostrar las bases teóricas que hay detrás de la mejora de la resistencia posfisuración de las interfases de los <i>whitetoppings</i> y <i>overlays</i> mediante el uso de anclajes mecánicos.</li> <li>• Desarrollar un modelo teórico simplificado para dimensionar los anclajes de cosido de una interfase de un firme teniendo en cuenta los efectos de las cargas de tráfico y de las variaciones ambientales.</li> <li>• Analizar experimentalmente el efecto de la colocación de anclajes (tornillos) sobre la resistencia a tracción última de la interfase de un firme.</li> <li>• Construir dos refuerzos de hormigón a escala real con anclajes en sus interfases y estudiar el comportamiento ante cargas de tráfico pesado.</li> <li>• Proporcionar unas recomendaciones de disposición de anclajes basadas en el modelo teórico simplificado de dimensionamiento y en los resultados de los refuerzos construidos a escala real.</li> </ul>
Reparación de pavimentos con HCCR de poco espesor.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conocer la influencia de la dosificación del hormigón en la puesta en obra del HCCR con la extendidora de asfalto.</li> <li>• Determinar la resistencia mecánica y la densidad obtenida en los HCCR tras su puesta en obra.</li> <li>• Analizar la adherencia que se obtiene en la interfase entre un refuerzo de HCCR y el firme original.</li> <li>• Evaluar la calidad superficial que se obtiene a través de la medida de su regularidad y textura así como del confort vibratorio y el ruido exterior emitido por los vehículos.</li> </ul>





Figura 1.2 – Organización de la tesis doctoral.

En cuanto al Capítulo 5, en él se estudia teórica y experimentalmente cómo proporcionar adherencia posfisuración a las interfaces. Para ello se desarrollan unas ecuaciones analíticas que permiten su dimensionamiento y se analiza mediante obras a escala real el uso de tornillos de rápida colocación y bajo coste económico como elemento de cosido de las interfaces. Además, también se proporcionan unas recomendaciones para diseñar la distribución de los anclajes.

El objetivo de la Parte IV, correspondiente al Capítulo 6, es analizar los Hormigones Compactados con Rodillo (HCCR) de poco espesor (10 cm) como técnica para la reparación de firmes existentes. En él se presentan 2 *overlays* construidos con HCCR de rápido desarrollo de resistencias y los resultados de las diferentes pruebas realizadas para cuantificar sus propiedades mecánicas y la calidad de la superficie de rodadura obtenida.

Finalmente, la Parte V engloba al Capítulo 7 y expone las principales conclusiones que se derivan del trabajo realizado. A su vez, en ella también se proponen unas líneas futuras para la investigación en aras de complementar y profundizar el trabajo realizado en esta tesis.

Debe remarcar que esta Tesis Doctoral se ha llevado a cabo bajo el amparo de dos proyectos de investigación. El primero de ellos se trata del proyecto “Desarrollo de Mejores Rehabilitaciones Locales en Infraestructuras (MERLIN)”, perteneciente al Subprograma INNPACTO 2012 del Ministerio de Economía y Competitividad y del que han formado parte las empresas Uniland Cementera S.A., FCC Construcción S.A., el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), la Fundación Investigación y Desarrollo en Transporte y Energía (CIDAUT) y la Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech (UPC).

El segundo de los proyectos es el “Desarrollo de Software de Análisis Seccional Avanzado (código 16004-SE)” y de él han formado parte el IECA y la empresa Smart Engineering (*spin-off* de la UPC). Los logotipos de las entidades y empresas que han participado en ambos proyectos se muestran en la Figura 1.3.



Figura 1.3 – Logotipos de las empresas y entidades que han colaborado en esta Tesis Doctoral.

## 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

### 2.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se lleva a cabo una revisión del estado del conocimiento acerca del proyecto, la construcción y el mantenimiento de pavimentos de hormigón. Los objetivos de este capítulo son: (1) identificar las motivaciones que justifican la realización de esta tesis y (2) presentar de forma sucinta los trabajos realizados por otros autores en relación a los aspectos abordados en ella. Este estado del conocimiento puede dividirse en 5 bloques.

El primero de ellos (Apartado 2.1) aporta cifras acerca de las inversiones en construcción de y mantenimiento de pavimentos, tanto a nivel mundial como estatal, mostrando el gran volumen económico que ellas suponen. El segundo bloque (Apartado 2.3) sirve para introducir los pavimentos de hormigón. En él se explican las tipologías existentes tanto para la construcción de nuevos pavimentos de carreteras y como para la reparación de firmes existentes.

En el tercer bloque (Apartado 2.4) se presentan los métodos existentes para el cálculo de pavimentos y algunos de los programas existentes para su diseño y comprobación. El cuarto bloque (Apartado 2.5) describe los métodos constructivos tradicionales utilizados en la construcción de pavimentos de hormigón para carreteras e introduce los Hormigones Compactados Con Rodillo (HCCR) como método alternativo.

El quinto bloque (Apartado 2.6) se centra en el mantenimiento de pavimentos existentes mediante *whitetoppings* y *overlays*. En él se muestran los tipos de hormigones utilizados en su

construcción, los métodos habitualmente utilizados para dar adherencia en la interfase entre capas, los ensayos existentes en la literatura para la caracterización mecánica de ésta y algunos trabajos previos de otros autores en los que se ha realizado esta caracterización.

## 2.2. INVERSIONES EN CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS

Como se ha comentado en el Capítulo 1, los pavimentos en el ámbito público se utilizan principalmente en la construcción de carreteras, calles, pistas de aterrizaje y aparcamientos. Evidentemente, la superficie total de carreteras y calles es muy superior a la de las pistas de aterrizaje y los aparcamientos, así que el volumen de dinero que se debe destinar a su mantenimiento también es superior. Por tanto, el análisis de las inversiones en carreteras y calles es un indicador lo suficientemente bueno como para hacerse una idea de las cifras económicas globales involucradas en este ámbito de las infraestructuras.

Los pavimentos de las carreteras se sitúan dentro del ámbito del transporte interurbano y permiten el tráfico de personas y bienes entre diferentes núcleos de población. Su importancia es tal que la densidad de la red viaria de un país se suele utilizar como un indicador de su desarrollo (Queiroz y Gautam, 1992; Rephann, 1993; Condon et al., 1999).

Ruiz-Nuñez y Wei (2015) realizaron un estudio para el Banco Mundial en el que estiman la inversión en infraestructuras de transporte terrestre (carreteras y ferrocarriles) necesaria entre los años 2014 y 2020 para satisfacer las demandas de las economías y los mercados mundiales. De él se desprende que la inversión en mantenimiento y construcción debería ser de unos 342.400 M€.

Como muestra la Figura 2.1, en el año 2013 la longitud total de la red de carreteras de los 28 países miembros de la Unión Europea era de 4.852.242 km, siendo España el segundo país con la red viaria más extensa (666.415 km) (ERF, 2017). Desde el año 2010, el mantenimiento de estas infraestructuras supone un coste anual para el conjunto de los 28 países de unos 20.000 M€ (ERF, 2017).

En el caso de España, el gasto se destina principalmente a soluciones con materiales asfálticos. Prueba de ello es que, según datos del Ministerio de Fomento (2010a) para el año 2008, más del 99% de los 25.523 km de la Red de Carreteras del Estado estaban construidas con firme asfáltico, mientras que apenas 195,4 km eran de hormigón.

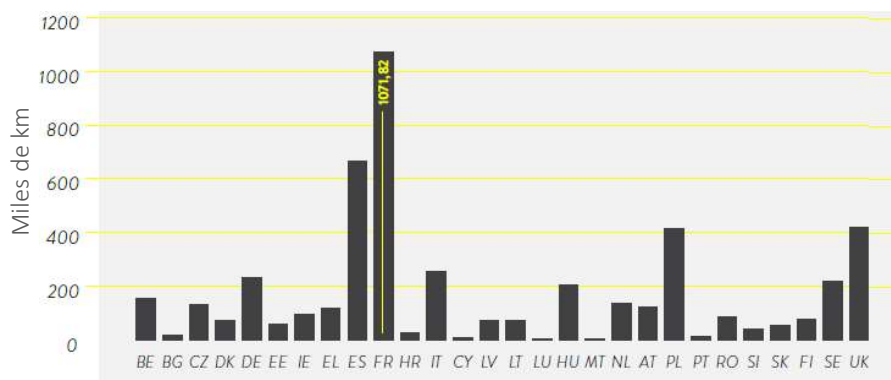


Figura 2.1 – Longitud de la red viaria de los países de la Unión Europea en el año 2013 (miles de km) (ERF, 2017).

En cuanto a los pavimentos de las calles, éstos suponen una proporción importante de la superficie construida dentro de las ciudades. Por ejemplo, en el caso de Barcelona representan más del 18% del área metropolitana total y casi dos tercios del espacio público (Pujadas et al., 2018).

En términos de gasto económico de pavimentación de las vías públicas, el ayuntamiento de la ciudad destinó en el año 2017 un total de 8.492.261 € (Ajuntament de Barcelona, 2018), lo que supuso un 0,31% del presupuesto municipal total y una inversión por habitante de unos 5,24 €. Para estimar del orden de magnitud estas inversiones a nivel estatal de la Unión Europea es interesante extrapolar esta cifra al conjunto de su población (aproximadamente 47 y 500 millones de habitantes, respectivamente). De esta manera se estima en España una inversión anual en pavimentación de espacios públicos de unos 246 M€, mientras que para la Unión Europea la estimación es de unos 2.620 M€.

### 2.3. LOS PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

Los tipos de firme más utilizados en las carreteras son los construidos con hormigón (rígidos) y los construidos con asfalto (flexibles, semiflexibles y semirígidos). Como muestra la Figura 2.2, la principal diferencia entre ellos a nivel estructural es la forma en que transmiten las cargas a la capa de apoyo. Los firmes rígidos (Figura 2.2.a) son más rígidos que los flexibles (Figura 2.2.b), por lo que distribuyen la carga en un área mayor de la/s capa/s subyacentes, disminuyendo así las tensiones que aparecen en ellas (Martirosyan, 2017).

En la Tabla 2.1 se sintetizan las ventajas de los pavimentos de hormigón (IECA, 2012; Martirosyan, 2017). A nivel medioambiental cabe destacar que se construyen con recursos naturales casi inagotables, que se pueden utilizar áridos de menor calidad (incluso reciclados). Además, como el color de la superficie obtenida es mucho más claro que en el caso de los asfaltos, requieren menos iluminación y absorben menos temperatura que éstos, lo que disminuye el consumo energético y contribuye al enfriamiento global.

En cuanto a las ventajas técnicas, la principal de ellas es su mayor durabilidad (llegando incluso a los 40 años). Además, al ser posible aplicarles diferentes acabados superficiales es posible reducir la distancia de frenado y/o obtener la textura óptima para cualquier tipo de tráfico y de condición meteorológica.

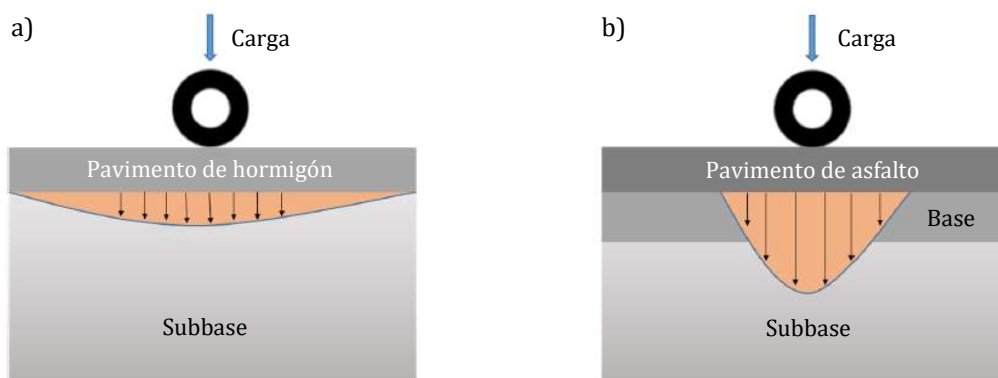


Figura 2.2 – Transmisión de cargas hacia la capa de apoyo en un firme rígido (a) y en uno flexible (b) (Martirosyan, 2017).

Tabla 2.1 – Ventajas de los pavimentos de hormigón (IECA, 2012; Martirosyan, 2017).

<b>Ventajas medioambientales</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Emplean recursos naturales locales (prácticamente inagotables) y no consumen derivados del petróleo.</li> <li>• El consumo de áridos de calidad es menor que el de otras alternativas.</li> <li>• Permiten el empleo de áridos reciclados.</li> <li>• Son muy duraderos, por lo que se evita el consumo de nuevos recursos y se reducen las emisiones de CO2 debidas a las operaciones de mantenimiento o refuerzo.</li> <li>• Requieren menor iluminación dada su claridad, con la consiguiente disminución del consumo energético.</li> <li>• Reducen el efecto invernadero y contribuyen al enfriamiento global, al disminuir la cantidad de radiación solar absorbida por la superficie de la Tierra.</li> <li>• No emiten lixiviados ni volátiles.</li> </ul>
<b>Ventajas técnicas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ofrecen mayor durabilidad que el resto de soluciones sin apenas mantenimiento. Existen muchos ejemplos de pavimentos sometidos a tráficos importantes de más de 40 años en muy buenas condiciones de servicio.</li> <li>• Poseen una alta resistencia a los ataques de carburantes y agentes químicos.</li> <li>• Pueden dárseles fácilmente una gran variedad de texturas.</li> <li>• Reducen la distancia de frenado, lo que se traduce en mayor seguridad para el usuario.</li> <li>• Son incombustibles y resistentes al fuego, lo que los hace particularmente indicados para garantizar la seguridad en el interior de túneles.</li> <li>• Evitan la aparición de roderas.</li> <li>• En función de la textura elegida, permiten obtener niveles de resbaladidad y de resistencia al deslizamiento adaptados a cualquier tráfico y condición meteorológica.</li> <li>• En su puesta en obra se evita la exposición de los operarios a altas temperaturas, gases nocivos y partículas en suspensión.</li> </ul>
<b>Ventajas económicas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• El consumo de combustible es menor que sobre otros tipos de firmes, especialmente en los vehículos pesados.</li> <li>• Los costes totales (inversión inicial + conservación) son siempre inferiores a los de cualquier otra solución.</li> <li>• Las operaciones de mantenimiento son muy escasas y la aficción que producen sobre los usuarios es mínima.</li> <li>• La práctica totalidad de las ventajas medioambientales y técnicas anteriormente citadas también se traducen en ventajas económicas.</li> </ul>

Finalmente, las ventajas económicas de este tipo de firmes frente a los asfálticos pueden verse si se hace un análisis global a lo largo de la vida útil del firme. Por un lado, como las deformaciones debidas al paso de los vehículos son más pequeñas, éstos requieren de menos energía para avanzar, lo que se traduce en un menor consumo de carburante. Por otro lado, como apenas hay que aplicarles mantenimiento, los costes totales a largo plazo son también.

### 2.3.1. Tipos de pavimentos de hormigón

En el ámbito de la construcción de carreteras, los pavimentos de hormigón se pueden clasificar teniendo en cuenta la presencia o ausencia de armaduras, de juntas para el control de la fisuración por retracción y si se construyen con una o dos capas de material. De acuerdo con estas características, los pavimentos de hormigón se pueden clasificar en las siguientes categorías: (1) Pavimentos de Hormigón en Masa Con Juntas (PHMCJ), (2) Pavimentos de Hormigón Armado Con Juntas (PHACJ), (3) Pavimentos Continuos de Hormigón Armado (PCHA), (4) Pavimentos Bicapa (PBC) y refuerzos de tipo *WhiteToppings* (WT) y *OverLays* (OL) y (5) Otros.

Los pavimentos de hormigón en masa con juntas (Figura 2.3.a y b) son los más utilizados por ser generalmente los de menor coste y sencillez de construcción (Delatte, 2008). En este tipo de

firmes se disponen juntas transversal y longitudinalmente para evitar la fisuración descontrolada por efectos de la retracción (juntas transversales) o como junta de construcción y/o separación de carriles (juntas longitudinales). En el caso de carreteras sujetas a una elevada intensidad de tráfico, se suelen disponer pasadores en las juntas del pavimento para mejorar la transmisión de carga entre losas adyacentes (Maitra et al., 2009).

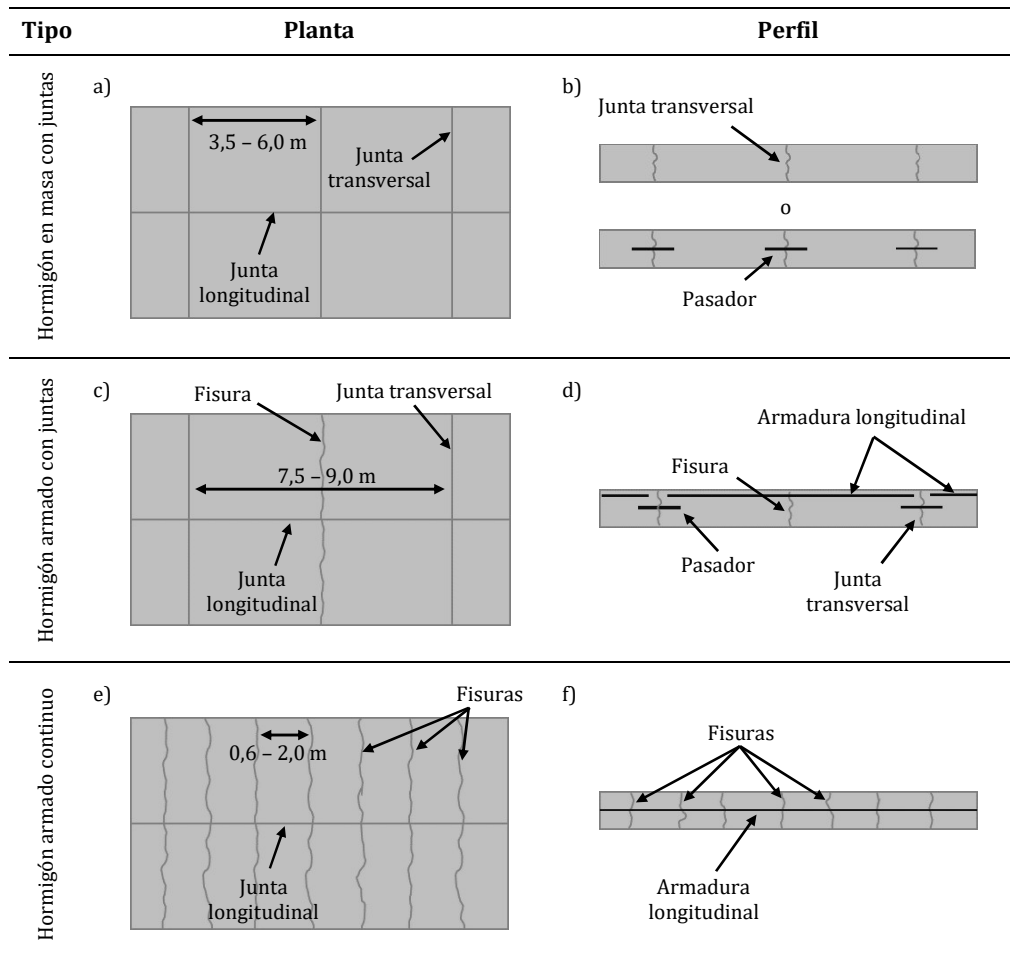


Figura 2.3 – Planta y perfil de los diferentes tipos de pavimentos de hormigón.

Los pavimentos de hormigón armado con juntas (Figura 2.3.b y c) se caracterizan por la colocación de una leve cuantía de armadura pasiva en la parte superior de las losas. La finalidad de estas armaduras es disminuir el ancho de las fisuras que eventualmente pueden aparecer por efectos ambientales y de la retracción (Delatte, 2008; IECA, 2012). Gracias a ello se pueden disponer las juntas más espaciadas, por lo que es posible construir losas de mayor longitud. Sin embargo, el aumento de la distancia entre las juntas suele obligar a colocar pasadores en ellas para mejorar el comportamiento del firme ante las cargas de tráfico (Delatte, 2008).

Los pavimentos continuos de hormigón armado (Figura 2.3.e y f) se utilizan en firmes de carreteras con elevado tráfico de vehículos pesados. Este tipo de pavimento se caracteriza por estar fuertemente armado en sentido longitudinal (0,4 al 0,8% de acero en términos volumétricos) y por la ausencia de juntas transversales (Delatte, 2008; IECA, 2012). La presencia de la armadura longitudinal hace que las fisuras transversales aparezcan con una separación de entre 0,6 y 2,0 m, pero con apertura inferior a los 0,5 mm. El acero dispuesto se encarga de coser estas fisuras,

proporcionando un aumento de la imbricación de los áridos. Gracias a ello se consigue una transferencia de esfuerzos entre losas más eficiente, por lo que es posible construir pavimentos de menor espesor.

Los pavimentos bicapa consisten en la disposición de una capa de rodadura, que aporta confort y seguridad al usuario, sobre otra capa de hormigón con finalidad puramente estructural (Aguado et al., 2010). Ambas capas se construyen de forma continua para que se produzca adherencia mutua entre los hormigones en estado fresco. Debido a ello, es necesario utilizar 2 máquinas extendedoras de encofrados deslizantes trabajando en serie.

De forma similar, los refuerzos de tipo *whitetoppings* y *overlays* consisten en la colocación de una capa de hormigón sobre un firme deteriorado. El término *whitetopping* se utiliza cuando el firme a reforzar es de tipo flexible mientras que la denominación *overlay* se usa cuando es rígido. La finalidad de la nueva capa de hormigón es reparar o reforzar el pavimento original deteriorado, ya que mejora su capacidad estructural y la calidad de rodadura.

Por último, también existen otros tipos de pavimentos de hormigón como pueden ser los contruidos con hormigón pretensado, con hormigón con fibras, con hormigón compactado con rodillos o con hormigones porosos (IECA, 2012). Aunque existen algunas experiencias puntuales de su aplicación para carreteras (Syed y Sonparote, 2017; Miguez Pessada et al., 2013; Hossain y Ozyildirim; 2015), se trata de hormigones utilizados fundamentalmente en el ámbito de los pavimentos industriales. Como consecuencia, por su escasa aplicación en la construcción de firmes de carreteras, en este apartado no se ofrece una explicación exhaustiva de ellos.

### 2.3.2. Refuerzos de tipo *whitetopping* y *overlay*

La reparación y el refuerzo de firmes deteriorados pueden hacerse mediante la extensión de una nueva capa de hormigón sobre el pavimento original. Esta capa permite recuperar o incrementar sus propiedades estructurales y físicas, de forma que la carretera pueda resistir mayores volúmenes de tráfico y mejorar las prestaciones asociadas a la superficie (regularidad, textura, visibilidad, etc.). De esta forma, en función del tipo de material del firme original se pueden distinguir dos tipos de refuerzos: *whitetopping* cuando el firme es asfáltico y *overlay* cuando es de hormigón o compuesto.

Este tipo de soluciones puede clasificarse en función de si existe o no adherencia entre la capa de refuerzo y el pavimento existente, ya que ésta determina el comportamiento estructural del conjunto. Como muestra la Figura 2.4.a, en ausencia de adherencia las capas trabajan por separado, lo que provoca tensiones de tracción ( $\sigma_{tr}$ ) y compresión ( $\sigma_{comp}$ ) en ambos materiales por efecto de las cargas de tráfico y de las variaciones ambientales. Mientras, cuando existe una buena adherencia (Figura 2.4.b) entre las capas éstas trabajan monolíticamente, por lo que las tensiones que se generan suelen ser de menor magnitud.

En la Figura 2.5 se esquematizan gráficamente las tipologías de refuerzos de hormigón en función del firme del pavimento original y del tipo de adherencia entre capas. Como se observa, en los casos en que existe adherencia las capas superficiales de hormigón son de menor espesor que en los casos con ausencia de adherencia.

Típicamente, el espesor de los hormigones de refuerzo adheridos oscila entre los 50 y los 150 mm, mientras que espesores mayores suelen construirse cuando no se espera adherencia entre las capas (Harrington y Fick, 2014). Además, cuando se trata de *whitetoppings* (refuerzos sobre asfalto), es común diferenciar 3 categorías: convencionales (sin adherencia y espesores superiores a



200 mm), delgados (con o sin adherencia y espesores de 100 a 200 mm) y ultra-delgados (con adherencia y espesores inferiores a 100 mm) (Rasmussen y Rozycki, 2004).

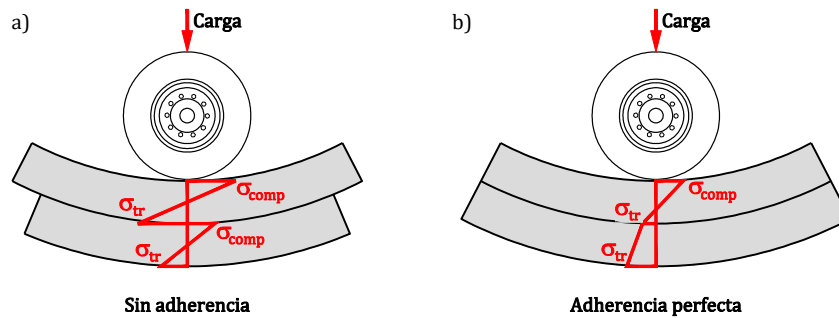


Figura 2.4 – Mecanismo resistente de los whitetoppings y overlays sin y con adherencia.

Al igual que en los pavimentos convencionales de hormigón, en este tipo de refuerzos también deben disponerse juntas para controlar la fisuración por retracción. El tipo de juntas y su separación debe determinarse considerando aspectos como el espesor de la capa de refuerzo, el hormigón utilizado, el tipo de firme original, la adherencia entre las capas, las cargas de tráfico, los cambios de temperatura y humedad, etc. (Harrington y Fick, 2014).

Base	Con adherencia	Sin adherencia
Firme asfáltico (Whitetopping)		
Firme de hormigón (Overlay)		
Firme compuesto		

Figura 2.5 – Refuerzos de hormigón en función del material de la capa base de firme original y la presencia o ausencia de adherencia entre capas (Harrington y Fick, 2014).

Con respecto a la construcción de los whitetoppings y los overlays, ésta puede realizarse con maquinaria de uso común en la construcción de pavimentos rígidos, como extendedoras de encofrados deslizantes o reglas vibrantes. En todo caso, debe tenerse en cuenta que las deficiencias

de la capa inferior tienen más probabilidad de reflejarse en el nuevo hormigón cuanto más delgado sea el espesor de éste.

Si bien en Europa, y concretamente en España, el uso de refuerzos con capas de hormigón no está extendido, su origen no es nuevo. En Estados Unidos (el país con más tradición en esta técnica) se han construido hasta la fecha actual alrededor de 1.263 experiencias, según datos del National Concrete Overlay Explorer de la ACPA (ACPA, 2016). De ellas, 830 corresponden a carreteras, 211 a calles, 165 a pistas de aterrizaje, 16 a aparcamientos y el resto a otro tipo de aplicaciones.

Existen otros países donde se han realizado con éxito experiencias de *whitetoppings* y *overlays*. Por ejemplo, en Uruguay se reparó una carretera de 21,6 km con un *whitetopping* construido con un hormigón reforzado con macro-fibras sintéticas (Miguez Pessada, 2012). También en la India se viene aplicando este tipo de soluciones desde el año 2003, habiéndose realizado hasta el año 2009 un total de 9 proyectos (Jundhare et al., 2012). Otros países donde se pueden encontrar carreteras reparadas con hormigón son Bélgica, Suecia, Canadá, México, Brasil, Corea del Sur, Japón, Francia, Austria y los Países Bajos (Jundhare et al., 2012).

## 2.4. DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

El objetivo del dimensionamiento es definir las características y las propiedades de los distintos elementos del pavimento (materiales, espesores de las capas, tipo y disposición de juntas, tratamiento de adherencia en las interfases, etc.). El diseño obtenido debe garantizar un adecuado nivel estructural y de servicio durante su vida útil (periodo de proyecto). Para ello se debe tener en cuenta aspectos como el tipo de explanada, las cargas de tráfico y las acciones climáticas (Kraemer et al., 2003).

El dimensionamiento de un pavimento se puede hacer a través de métodos analíticos, semi-empíricos o empíricos. El dimensionamiento con métodos analíticos consiste en determinar las tensiones, deformaciones y desplazamientos que se producen en el pavimento empleando modelos de respuesta. Posteriormente, los valores calculados se comparan con unos valores admisibles para cada material obtenidos mediante modelos de comportamiento.

En cuanto a los métodos semi-empíricos y empíricos, éstos aportan la solución de diseño para diversos factores básicos de dimensionamiento (periodo de proyecto, tráfico de proyecto, capacidad soporte de la explanada, materiales, condiciones locales y estacionales, etc.). Para ello se basan en experiencias reales de firmes de carreteras abiertas al tráfico o tramos y pistas de ensayo experimentales. Además, los métodos semi-empíricos también se apoyan en resultados obtenidos mediante modelización numérica. Las soluciones de diseño suelen darse en forma de ábacos, tablas, nomogramas o catálogos de secciones estructurales (Ministerio de Fomento, 2003; LCPC, 1998).

### 2.4.1. Modelos de respuesta

Como muestra la Figura 2.6, los modelos de respuesta para obtener las tensiones, deformaciones y desplazamientos se pueden clasificar en 3 tipologías: probabilistas, mecanicistas y de regresión (Kraemer et al., 2003). Los probabilistas se basan en la teoría de fiabilidad de sistemas, los mecanicistas en la modelización mecánica de la estructura del firme y de las cargas y los de regresión en el análisis de mediciones obtenidas de pruebas a escala real.

Los modelos de respuesta mecanicistas son los que más se utilizan para el diseño y comprobación de pavimentos. Dentro de este tipo de modelos se pueden diferenciar 3 grupos según

los principios de cálculo: sistemas multicapa, métodos numéricos y teoría de placas. Los sistemas basados en hipótesis multicapa, en los que se supone que los materiales tienen una longitud infinita en el plano horizontal, son los más utilizados para el dimensionamiento de firmes flexibles. En este grupo de modelos destaca el planteamiento de Burmister (Burmister et al., 1944; Burmister, 1945), donde se parte de la hipótesis de que el comportamiento de los materiales es elástico lineal.

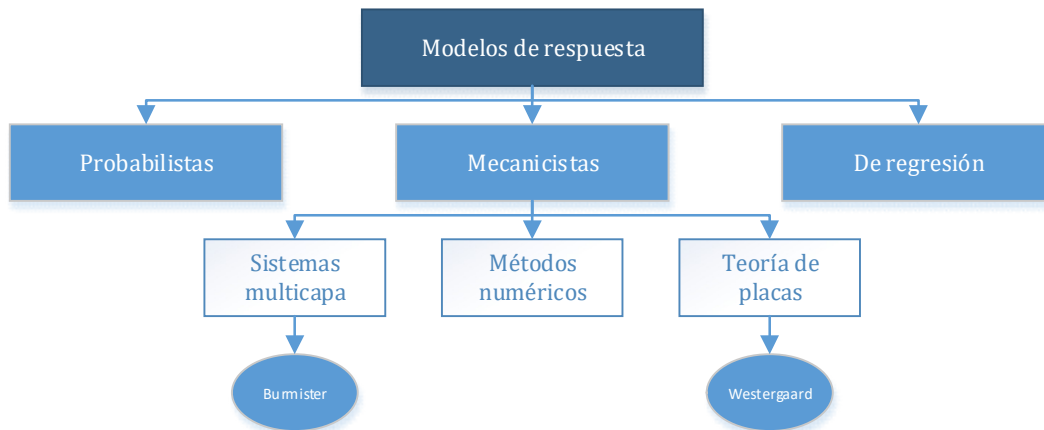


Figura 2.6 – Clasificación de los modelos de respuesta (basado en Kraemer et al., (2003)).

En cuanto a los métodos numéricos (fundamentalmente el Método de los Elementos Finitos), su aplicación es de ámbito muy limitado ya que suelen ser complejos de aplicar. Su principal finalidad es resolver problemas o situaciones especiales, por lo que tienden a utilizarse en el estudio de detalles constructivos o dentro del ámbito de la investigación. Sin embargo, este tipo de métodos tienen la ventaja de ser muy flexibles en cuanto a geometría y materiales, permitiendo el uso de leyes constitutivas no lineales.

Los modelos basados en la teoría de placas consideran que el firme tiene una longitud finita, como es el caso de la mayoría de los pavimentos de hormigón. Dentro de este tipo de modelos, el de uso más extendido es el de Westergaard (1926a, 1926b, 1927, 1939, 1948). Dicho modelo considera que la losa de hormigón es elástica y se encuentra apoyada sobre un macizo semi-infinito de Winkler en el que la reacción del terreno es proporcional a su desplazamiento vertical, de forma análoga a un muelle.

Como muestra la Figura 2.7.a, el modelo de Westergaard tiene en cuenta 3 posiciones de carga sobre la losa de hormigón: centrada, de borde y de esquina. Además, también tiene en cuenta la presencia de gradientes térmicos en el espesor de la losa que pueden inducir su combado (Figura 2.7.b). Ambas situaciones (posición de carga y combado de las losas) deben ser combinadas en aras de encontrar la tensión más desfavorable en el firme.

#### 2.4.2. Modelos de comportamiento

Los modelos de comportamiento permiten modelizar la evolución del deterioro de los materiales en función de del número y la magnitud de las cargas aplicadas. Dentro de los modelos de comportamiento de los materiales, los más utilizados son los que se basan en el agotamiento estructural por fatiga o en el exceso de deformación permanente acumulada. El agotamiento por fatiga ocurre en capas que presentan cohesión, como es el caso de los hormigones, las mezclas bituminosas y los suelos tratados con cemento. En cuanto al fallo por exceso de deformación

permanente acumulada, éste se da en materiales granulares no cohesivos como las zahorras o las explanadas no estabilizadas (Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez, 2003).

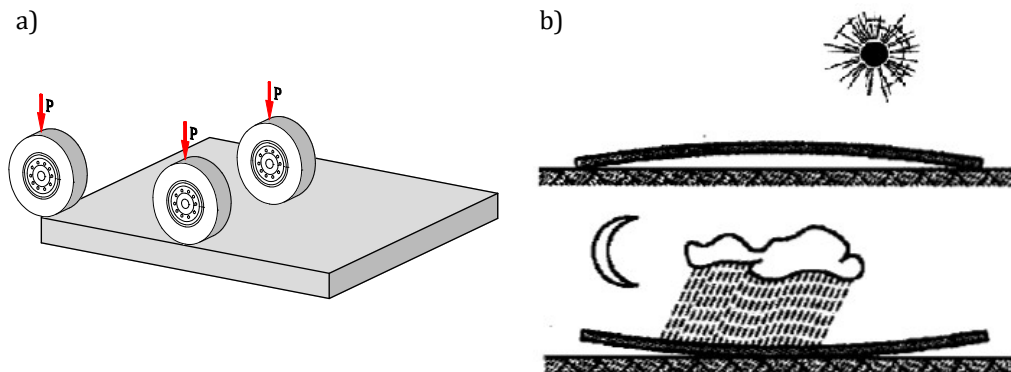


Figura 2.7 – Modelo de Westergaard: posiciones de la carga (a) y combado de las losas (Kraemer et al., 2003) (b).

Para modelizar el agotamiento de los materiales se utilizan expresiones matemáticas comúnmente denominadas leyes de comportamiento. Normalmente, estas leyes se obtienen mediante ensayos de laboratorio y se calibran con resultados de estudios realizados a escala real (Kraemer et al., 2003). Las leyes de comportamiento estipulan el número máximo de veces  $N$  que una carga  $P$  puede ser aplicada sin que el material falle, considerando que dicha carga genera unas tensiones y/o deformaciones de valor  $\sigma_P$  y  $\varepsilon_P$ .

La Tabla 2.2 muestra los parámetros críticos y la expresión general de las leyes de comportamiento correspondientes a los materiales más utilizados en la construcción de firmes de carretera. Los parámetros  $A_P$  y  $B_P$  de las leyes son constantes de calibración, mientras que  $R_{FT}$  corresponde a la resistencia a flexotracción de los materiales (Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez, 2003).

En las mezclas bituminosas, la deformación radial de tracción crítica suele darse en la fibra inferior del firme. En los hormigones y las capas tratadas con cemento (gravacimientos y suelocimientos) la comprobación del fallo por fatiga se realiza con la tensión de tracción radial máxima en cada capa. Respecto a las capas granulares y las explanadas sin estabilizar, la comprobación se realiza mediante la deformación vertical de compresión en la fibra superior de las capas.

Tabla 2.2 – Parámetros críticos y leyes de comportamiento.

Material	Parámetro crítico	Ley de comportamiento
Mezclas bituminosas	Deformación radial de tracción	$\varepsilon_P = A_P \cdot N^{-B_P}$
Capas granulares y explanadas no estabilizadas	Deformación vertical de compresión	$\varepsilon_P = A_P \cdot N^{-B_P}$
Hormigones	Tensión radial de tracción	$\sigma_P = R_{FT} \cdot [1 - A_P \cdot \log_{10}(N)]$
Capas estabilizadas con cemento	Tensión radial de tracción	$\sigma_P = R_{FT} \cdot [1 - A_P \cdot \log_{10}(N)]$

### 2.4.3. Métodos semi-empíricos y empíricos

Los métodos semi-empíricos y empíricos de diseño de pavimentos proporcionan los resultados del dimensionamiento y/o comprobación del firme con base en criterios obtenidos a través de la experiencia. Además, los semi-empíricos también se apoyan en cálculos obtenidos mediante modelos computacionales para aportar la solución de diseño. Cabe resaltar que estos tipos de modelos se calibran con datos procedentes de un número limitado de experiencias o simulaciones numéricas. Por lo tanto, se debe tomar especial precaución a la hora de dimensionar un firme con alguno de estos métodos fuera del ámbito de su desarrollo.

En la Tabla 2.3 se muestran algunos de los principales métodos semi-empíricos y empíricos para el diseño de pavimentos de hormigón para carreteras. Para cada uno de ellos se especifica el tipo de pavimentos para el que está indicado: pavimentos de hormigón en masa con juntas (PHMCJ), pavimentos de hormigón armado con juntas (PHACJ) o pavimentos continuos de hormigón armado (PCHA).

El método de la Portland Cement Association (PCA, 1984) es un método semi-empírico que permite diseñar tanto pavimentos de hormigón PHMCJ, PHACJ y PCHA. Para ello se basa en dos criterios de diseño correspondientes al fallo por fatiga de la losa y al fallo por erosión del apoyo. Mediante un proceso de prueba y error se obtiene iterativamente el espesor del firme que cumple con ambos criterios bajo el tráfico de diseño y hasta el final del periodo de proyecto.

El método del National Cooperative Highway Research Program 1-37A (NCHRP, 2004) también es un método semi-empírico destinado al diseño de pavimentos PHMCJ y PCHA. En el diseño se consideran 4 tipos de mecanismos de daño: fatiga de las losas y escalonamiento de las juntas en los PHMCJ, rotura localizada de las losas en los PCHA y pérdida de regularidad en ambos. Mediante un procedimiento iterativo se encuentra la configuración estructural del firme que previene los mecanismos de daño durante el periodo de proyecto del pavimento.

En cuanto al método de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 1986; AASHTO, 1993), éste es el método empírico más extendido para el diseño de firmes rígidos y flexibles (Kraemer et al., 2003). A través de los resultados de un macro-ensayo a escala, el AASHO Road Test (AASHO, 1962), se derivó una ecuación empírica que relaciona el tráfico de la vía con la variación de un índice de servicio del pavimento (Present Serviceability Index) durante su periodo de proyecto. Este índice representa el estado estructural y funcional del firme y toma valores de entre 0 y 5. Un índice de 0 indica que el un firme está completamente deteriorado y uno de 5 que el firme se encuentra en excelentes condiciones. Para el diseño se recomienda tomar un valor inicial de 4,2 y un valor final del entorno de 2 o 3 en función de la categoría de la carretera.

*Tabla 2.3 – Métodos semi-empíricos y empíricos de diseño de pavimentos de hormigón para carreteras.*

Tipología	Método	PHMCJ	PHACJ	PCHA
Semi-empírico	Portland Cement Association (PCA, 1984)	●	●	●
	NCHRP 1-37A (NCHRP, 2004)	●		●
Empírico	AASHTO (1986, 1993)	●		●
	Norma 6.1 – IC “Secciones de Firme” (Ministerio de Fomento, 2003)	●		●

Con este método se tiene en cuenta el tráfico considerando un número acumulado de ejes tipo equivalentes de 18.000 libras (ESALs). Además, la modificación desarrollada en el año 1993 (AASHTO, 1993) introdujo la consideración de los efectos ambientales considerando dos patologías: la expansión y la congelación de la explanada sobre la que se apoya el pavimento de hormigón.

Por último, el método de la Norma 6.1-IC “Secciones de Firme” (Ministerio de Fomento, 2003) es el que se emplea en España para el diseño de firmes de carretera, tanto rígidos como flexibles, semi-flexibles y semi-rígidos. En general, este método está destinado al diseño de pavimentos de hormigón en masa con juntas (PHMCJ), aunque en algún caso puntual permite la construcción de firmes continuos de hormigón armado (PCHA).

Como muestra la Figura 2.8, esta norma proporciona un catálogo de soluciones estructurales en función de la categoría del tráfico y de la explanada donde se apoya. Estas soluciones se caracterizan por el espesor de las capas a disponer y de los materiales que se deben utilizar. Las principales ventajas de este método son la gran sencillez del proceso de diseño y la homogeneidad de soluciones posibles. Sin embargo, esto limita significativamente la adopción de otras soluciones que podrían resultar mejores bajo criterios técnicos, económicos o de sostenibilidad.

### 2.4.4. Programas para el diseño y la comprobación de pavimentos flexibles y de hormigón

Actualmente existe un gran número de programas para el diseño y la comprobación de pavimentos flexibles y de hormigón. La Tabla 2.4 sintetiza el estudio comparativo realizado por Villanueva (2015) de los 30 programas para el diseño y la comprobación de pavimentos flexibles y de hormigón con mayor distribución en el año 2015. De todos los programas analizados, tan sólo 7 eran capaces de calcular tanto firmes flexibles como rígidos: AXIDIN, CAPA 3D, ALIZE, ICAFIR, MMOP, MEPDG y ROADENT.

		CATEGORIA DE TRÁFICO PESADO			
		T31	T32	T41	T42
CATEGORIA DE EXPLANADA	E1	3111 MB 20 3112 MB 15 3114 HF 21 ZA 40	3211 MB 18 3212 MB 12 3214 HF 21 ZA 40	4111 MB 10 <sup>11</sup> 4112 MB 8 4114 HF 20 ZA 40	4211 MB 5 <sup>11</sup> 4212 MB 5 4214 HF 18 ZA 35
	E2	3121 MB 16 3122 MB 12 3124 HF 21 ZA 40	3221 MB 15 3222 MB 10 3224 HF 21 ZA 35	4121 MB 10 <sup>11</sup> 4122 MB 8 4124 HF 20 ZA 30	4221 MB 5 <sup>11</sup> 4222 MB 5 4224 HF 18 ZA 25
	E3	3131 MB 16 3132 MB 12 3134 HF 21 ZA 25	3231 MB 15 3232 MB 10 3234 HF 21 ZA 20	4131 MB 10 <sup>11</sup> 4132 MB 8 4134 HF 20 ZA 20	4231 MB 5 <sup>11</sup> 4232 MB 5 4234 HF 18 ZA 20

Figura 2.8 – Catálogo de firmes de la Norma 6.1-IC (Ministerio de Fomento, 2003).

Tabla 2.4 – Comparativa de los programas de cálculo de pavimentos (Villanueva, 2015).

NOMBRE	ACTUALIZACIÓN	MODELO	TIPO DE FIRME	TIPO PROGRAMA	AÑO VERSIÓN ORIGINAL	AÑO ÚLTIMA VERSIÓN	PRODUCTOR	PAÍS	GUÍA	USO ACTUAL	DISTRIBUCIÓN
ALIZE	ALIZE 1.4	MULTICAPA	AMBOS	II	-	2.011	LCPC y SETRA	FRANCIA	✓	✓	PAGO
APAS	APAS 3.0	MULTICAPA	FLEXIBLE	III	-	2.004	FINRA y NESTE	FINLANDIA	INTERNA	✓	-
AXIDIN	-	E. FINITOS	AMBOS	I	-	-	INEC	PORTUGAL	-	✓	-
BISAR SPDM	BISAR 3.0	MULTICAPA	FLEXIBLE	III	1.978	1.995	SHELL	HOLANDA	INTERNA	✓	PAGO
CAPA 3-D	-	E. FINITOS	AMBOS	II	1.992	-	TU-DELFT	HOLANDA	-	✓	-
CHEVRON	-	MULTICAPA	FLEXIBLE	-	1.963	-	CHEVRON	EEUU	✓	X	-
CIRCLY	CIRCLY 6.0	MULTICAPA	FLEXIBLE	III	1.977	2.015	MINCAD	AUSTRALIA	ONLINE	✓	PAGO
DAMA	-	MULTICAPA	FLEXIBLE	III	1.979	-	UNIV. MARYLAND	EEUU	-	X	-
ECOROUTE	-	MULTICAPA	-	I	-	-	ENPC	FRANCIA	-	-	-
ELSYM 5	-	MULTICAPA	FLEXIBLE	I	1.986	-	UNIV. CALIFORNIA y FHWA	EEUU	INTERNA	✓	LIBRE
EVERFE	EVERFE 2.24	E. FINITOS	RÍGIDO	I	-	2.008	WDOT	EEUU	✓	✓	LIBRE
FEACONS-IV	-	E. FINITOS	RÍGIDO	I	1.995	-	UNIV. FLORIDA	EEUU	-	✓	-
ICAFIR	ICAFIR 1.1	MULTICAPA	AMBOS	II	1.999	2.006	DGC-JUNTA ANDALUCÍA	ESPAÑA	✓	✓	LIBRE
ILLI-SLAB	ISLAB 2000	E. FINITOS	RÍGIDO	II	1.977	1.994	UNIV. ILLINOIS	EEUU	-	✓	-
JSLAB	NYSLAB	E. FINITOS	RÍGIDO	II	1.983	2.009	UNIV. EL PASO	EEUU	✓	✓	-
KENLAYER	KENPAVE-KENLAYER	MULTICAPA	FLEXIBLE	I	1.993	2.003	UNIV. KENTUCKY	EEUU	✓	✓	LIBRE
KENSLABS	KENPAVE-KENSLABS	E. FINITOS	RÍGIDO	I	1.993	2.003	UNIV. KENTUCKY	EEUU	✓	✓	LIBRE
MEPDG	MEPDG 1.3	MULTICAPA	AMBOS	III	1.993	2.011	AASHTO y NCHRP	EEUU	✓	✓	PAGO
MICHPAVE	MFPDS	E. FINITOS	FLEXIBLE	I	1.989	2.001	UNIV. MICHIGAN	EEUU	ONLINE	✓	LIBRE
MMOPP	-	MULTICAPA	AMBOS	II	1.976	2.013	DTU	DINAMARCA	✓	✓	LIBRE
NOAH	-	MULTICAPA	FLEXIBLE	III	1.995	-	NYNAS	BÉLGICA	-	-	-
RISC	-	E. FINITOS	RÍGIDO	II	1.982	-	FHWA	EEUU	-	-	-
ROADENT	MnPAVE 6.304	MULTICAPA	AMBOS	II	-	2.014	MnDOT	EEUU	✓	✓	LIBRE
SW-1	SW-1 1.0.5	MULTICAPA	FLEXIBLE	III	-	2.005	ASPHALT INSTITUTE	EEUU	✓	✓	PAGO
VÄGDIM 95	-	MULTICAPA	FLEXIBLE	III	1.995	-	VTI	SUECIA	✓	✓	LIBRE
VEROAD	-	MULTICAPA	FLEXIBLE	I	1.996	-	DWW - RIJKSWATERSTAAT	HOLANDA	✓	✓	-
VESYS-3H	VESYS 5	MULTICAPA	FLEXIBLE	II	1.974	2.002	FHWA	EEUU	-	✓	-
WESLAYER	-	E. FINITOS	RÍGIDO	II	1.981	-	WES-USACE	EEUU	✓	X	-
WESLEA	WESLEA 3.0	MULTICAPA	FLEXIBLE	II	1.989	1.999	WES-USACE y UNIV. DE MINNESOTA	EEUU	-	✓	LIBRE
WESLIQID	-	E. FINITOS	RÍGIDO	II	1.981	-	WES-USACE	EEUU	✓	X	†

Para AXIDIN y CAPA 3D el autor no pudo determinar si en el año 2015 existía un modo de distribución al público. Por otro lado, ALIZE e ICAFIR utilizan la teoría de Burmister (Burmister et al., 1944; Burmister, 1945) y MMOP la de Odemark (1949) tanto para firmes flexibles como rígidos. Sin embargo, estas teorías no son de aplicación en los firmes de hormigón.

En cuanto al programa MEPDG, éste corresponde a una guía de diseño empírico-mecanicista desarrollada por la AASHTO y cuyo programa informático se vende bajo el nombre de AASHTOWare Pavement M-E Design. Puesto que las ecuaciones implementadas en este programa son empíricas, su uso podría limitarse a las condiciones del ámbito de desarrollo del programa (Estados Unidos). Además, el elevado coste de la licencia (unos 5.000€ para un usuario individual) también limita su implementación.

Finalmente, el programa ROADENT es el origen de los actuales MnPAVE, los cuales son dos programas diferenciados para el cálculo de firmes flexibles (MnPAVE-Flexible) y rígidos (MnPAVE-Rigid). Al tratarse de programas diferenciados, uno podría pensar que ambos ofrecen mucha

flexibilidad para calcular el tipo de firme para el que han sido desarrollados. A pesar de ello, MnPAVE-Rigid solo permite dimensionar el espesor del hormigón con 2 tamaños de losas predefinidos.

A todo lo anterior hay que añadir que ninguna de estas herramientas es capaz de determinar si se produce el despegue entre las capas de firme, problemática que suele darse especialmente por efecto de las condiciones ambientales del ambiente en que se encuentra el pavimento. Aunque programas como ALIZE permiten introducir por parte del usuario si existe adherencia total, parcial o nula entre capas, debe ser éste quien determine si hay o no despegue en las interfases.

#### 2.4.5. Programas para el diseño y la comprobación de refuerzos de firme tipo *whitetopping* y *overlay*

El diseño de los refuerzos de pavimento de tipo *whitetopping* y *overlay* consiste en la determinación del hormigón a colocar, su espesor, la distancia entre las juntas y su tipología, así como el tratamiento de adherencia entre las capas (en caso de ser necesario). El diseño debe llevarse a cabo teniendo en consideración el estado en que se encuentra el firme a reforzar, la necesidad de adherencia con la nueva capa, las cargas de tráfico y los de las acciones ambientales (Han, 2005).

Una de las referencias más completas para el diseño y construcción de este tipo de refuerzos es la “Guide to Concrete Overlays - Sustainable Solutions for Resurfacing and Rehabilitating Existing Pavements” (Harrington y Fick, 2014). Esta guía ofrece indicaciones muy útiles para proyectar *whitetoppings* y *overlays* teniendo en cuenta aspectos como el tipo de pavimento a construir, el estado del firme existente, los materiales y dosificaciones a utilizar, así como recomendaciones para una buena práctica constructiva.

La Tabla 2.5 es una adaptación de la que aparece en la guía de Harrington y Fick (2014) y en ella se presentan 6 herramientas informáticas para el diseño de refuerzos tipo *whitetopping* y *overlay*. La tabla recomienda cuándo utilizar cada una de ellas en función de la existencia de adherencia con el firme a reparar, el nivel de tráfico de la vía, el rango de espesores típicos de la nueva capa de hormigón de refuerzo, la distancia entre juntas, el estado del firme original y la necesidad de pasadores en las juntas transversales y longitudinales. Los programas contemplados y citados en la tabla con un número del 1 al 6 son los siguientes:

1. Bonded Concrete Overlay on Asphalt (BCOA) Thickness Designer (ACPA, 2012a).
2. BCOA-ME (Vandenbossche, 2013).
3. Hoja de cálculo del Departamento de Transporte de Illinois (Illinois DOT, 2010).
4. Guide for Design of Pavement Structures. 4th ed. (AASHTO 1993).
5. Mechanistic-Empirical Design Guide - A Manual of Practice (AASHTO 2007).
6. StreetPave (ACPA, 2012b).

(1), (2) y (3) son herramientas para el diseño de refuerzos adheridos sobre firmes asfálticos y compuestos. Las dos primeras han sido desarrolladas basándose en los trabajos de Roesler et al., (2008) y Li et al. (2013), respectivamente. (3) es una herramienta de fácil uso y que aporta resultados de forma prácticamente instantánea, lo que facilita comprobaciones de forma rápida de nuevas propuestas o alternativas.



Tabla 2.5 – Programas para el diseño y comprobación de whitetoppings y overlays (Adaptado de Harrington y Fick, 2014).

Firme a reparar	Adherencia	Parámetros típicos de diseño y programas recomendados						
		Tráfico (millones de ESAL*)	Espesor típico del hormigón (cm)	Máxima distancia entre juntas	Estado del firme existente	Pasadores en juntas transversales	Barras de atado en juntas longitudinales	Programas recomendados
Asfáltico (Whitetopping) o compuesto	Sí	≤ 15	7,5 – 15,0	1,5 veces el espesor	Aceptable a bueno	No	No	1, 2, 3
	No	≤ 100	10,0 – 30,0	1,5 veces el espesor si espesor < 15 cm 2,0 veces el espesor si espesor ≥ 15 cm 4,5 m para espesor < 17,5 cm	Deteriorado a aceptable	Para losas de espesor > 17,5 cm	Posible en losas de espesor > 15 cm	4, 5, 6
De hormigón (Overlay)	Sí	≤ 15	7,5 – 15,0	Coincidir las juntas con las del firme existente y ejecutar juntas intermedias	Aceptable a bueno	No	No	4, 5, 6
	No	≤ 100	10,0 – 30,0	1,8 m si espesor < 12,5 cm 2,0 veces el espesor si 12,5 cm < espesor ≤ 17,5 cm 4,5 m para espesor < 17,5 cm	Deteriorado a aceptable	Para losas de espesor > 17,5 cm	Posible en losas de espesor > 15 cm	4, 5, 6

(\*) ESAL = Ejes equivalentes de 80 kN

Por otro lado, los programas (4), (5) y (6) permiten dimensionar refuerzos adheridos sobre firmes de hormigón y no adheridos sobre firmes de hormigón, asfálticos y compuestos. El método (4) ellos está reflejado en el software DARWin y también lo utilizan tanto la American Concrete Pavement Association (ACPA) como algunos departamentos del transporte estatales (DOT's) de los Estados Unidos.

El método (5) está implementado en el programa AASHTOWare Pavement M-E Design. Dicho método está basado en los trabajos del NCHRP Project 1-37A (NCHRP, 2004) y de Hallin (2004). El programa (6) además proporciona una solución equivalente estructuralmente construida exclusivamente con materiales asfálticos que puede ser comparada con el refuerzo de hormigón.

## 2.5. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS PARA PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

### 2.5.1. Métodos constructivos tradicionales

El método utilizado en la construcción de un pavimento de hormigón es un aspecto clave que influye en su desempeño. Un pavimento con un diseño deficiente pero bien construido puede tener un mejor desempeño que otro bien diseñado pero mal construido (Rollings, 2001; Delatte, 2008). Por lo tanto, es fundamental que el método constructivo se seleccione adecuadamente en función de los requisitos de la obra, que la maquinaria utilizada se encuentre en buen estado y que los operarios que la utilicen tengan experiencia en la construcción de este tipo de pavimentos.

Tradicionalmente, para la construcción de pavimentos de hormigón de carreteras se ha recurrido al uso de máquinas extendedoras de encofrados deslizantes o al empleo de encofrados fijos.

Ambas metodologías constructivas se utilizan en la construcción de pavimentos de hormigón en masa y armado (con y sin juntas).

En la Figura 2.9 (ICPA, 2014) se muestra una extendidora de encofrados deslizantes. Este tipo de máquinas dispone de un equipo de encofrado y de reparto del hormigón fresco de forma que lo consolidan, le dan forma geométrica y acabado superficial conforme avanza (ACPA, 1996). Las más modernas permiten realizar de forma integral la extensión, el vibrado y el enrasado del hormigón fresco, el fratasado de su superficie, la introducción semi-automática de los pasadores de las juntas y las barras de atado, así como el pulverizado del producto de curado (Kraemer et al., 2003).

Las extendedoras de encofrados deslizantes tienen un alto rendimiento productivo, pudiendo superar los 1,5 km de pavimento diarios. Consecuentemente, requieren de la aportación de un gran volumen de hormigón, por lo que es crucial la constancia en el suministro del hormigón. Este factor es también importante debido a que la calidad de la regularidad superficial del firme depende de que la extendidora no se detenga en ningún momento durante la construcción (Kraemer et al., 2003).

Por otro lado, en la Figura 2.10 (ICPA, 2014) se muestra un ejemplo de construcción con encofrados fijos. Esta metodología constructiva se utiliza en pavimentos de geometría complicada, pequeña longitud o ancho variable, como suele ser el caso de las calles, los aparcamientos o las vías de ámbito local (ACPA, 1996). Para ello se utilizan encofrados metálicos anclados a la base de apoyo, que delimitan la superficie a hormigonar, establecen la rasante del firme e incluso pueden servir de rail para la maquinaria de construcción.

Las principales ventajas de este método son su menor sensibilidad a la regularidad superficial del apoyo, que no requiere una aportación continua de un gran volumen de hormigón y que es posible utilizar a maquinaria más ligera y barata, como por ejemplo reglas vibrantes (ACPA, 1996). Sin embargo, a diferencia de la construcción con extendedoras de encofrados deslizantes, la construcción con encofrados fijos requiere que se coloquen los pasadores y las barras de atado de las juntas de forma previa a la extensión del hormigón.



Figura 2.9 – Extendidora de encofrados deslizantes (ICPA, 2014).



Figura 2.10 – Construcción con encofrado fijo (ICPA, 2014).

### 2.5.2. Hormigones Compactados Con Rodillo (HCCR)

Los Hormigones Compactados Con Rodillos (HCCR) son un tipo de hormigones utilizados en la construcción de pavimentos y cuya puesta en obra es similar a la de los firmes bituminosos (Nanni et al., 1996; Harrington et al., 2010). Para su construcción no es necesario el uso de encofrados ya que se emplean hormigones de consistencia muy seca, capaces de mantener su forma tras la compactación.

Como se observa en la Figura 2.11.a (IECA, 2016), en la construcción de los HCCR se utilizan máquinas extendedoras de asfalto autopropulsadas que se encargan de extender el hormigón y preconsolidarlo. Tras ello, y como aparece en la Figura 2.11.b (IECA, 2016), se realiza una compactación definitiva empleando compactadores de rodillos vibratorios y/o de neumáticos (ver Figura 2.11.b) (Nanni et al., 1996; Harrington et al., 2010).

A nivel estructural, su comportamiento es muy similar al de los pavimentos de hormigón convencional vibrado (IECA, 2016), aunque las juntas se construyen más espaciadas y sin pasadores y en losas no se dispone armadura (Harrington et al., 2010). Suelen emplearse para pavimentos de hormigón de 15 a 20 cm de espesor sometidos a cargas de tráfico de peso elevado pero que circulan a baja velocidad (Chhorn, 2017a).



Figura 2.11 – Construcción de los HCCR: extensión del hormigón (a) y compactación (b) (IECA, 2016).

El rendimiento de este método de puesta en obra puede ser superior al de los métodos tradicionales, siendo posible construir el firme de una única vez incluso con anchos superiores a los 8 metros (Harrington et al., 2010). Gracias a ello, el coste constructivo de los HCCR suele ser inferior al de otras secciones de firme equivalentes pero construidas con hormigón convencional o con aglomerado asfáltico (Adaska, 2006).

#### Diferencias entre los pavimentos de HCCR y los de hormigón convencional

La Tabla 2.6 (Harrington et al., 2010) muestra las principales diferencias entre los pavimentos de HCCR y los de hormigón convencional. En general, puede decirse que en los HCCR se utilizan dosificaciones mucho más secas y poco trabajables, lo que permite prescindir de encofrados durante la construcción y, tras una pequeña preconsolidación, resistir el peso de las máquinas de compactación.

La textura obtenida suele ser más abierta y similar a la de las mezclas bituminosas, pudiendo mejorarla con fresadoras de disco. En cuanto al proceso de curado, también debe ser intenso como en los pavimentos de hormigón convencional e iniciarse lo antes posible tras la compactación. Con respecto a las juntas de control de fisuración, en los HCCR solo suelen disponerse cuando se trata de firmes de vías de tráfico.

Una de las ventajas de los HCCR es que su coste constructivo es usualmente inferior al de secciones estructuralmente equivalentes de hormigón convencional o de aglomerado asfáltico (Adaska, 2006, Larson 1986). Además, gracias al uso de maquinaria de muy alto rendimiento y la alta densidad alcanzada tras la compactación, es posible abrir al tráfico a antes que en los firmes de hormigón convencional (LaHucik et al., 2017).

Por otro lado, el menor contenido de cemento con respecto a los hormigones convencionales reduce significativamente los problemas derivados de la hidratación del cemento y la retracción (Bordes, 1985). Gracias a ello, las fisuras que aparecen en el pavimento tienen menor apertura por lo que se consigue una buena imbricación de los áridos y no es necesario disponer ni pasadores ni barras de atado en niveles de tráfico medios y bajos (Harrington et al., 2010).

En cuanto a las limitaciones de los HCCR, una de las principales es que la resistencia del hormigón es muy susceptible a la compactación aplicada. Por ejemplo, LaHucik y Roesler (2017) midieron una diferencia en la resistencia a compresión del entorno al 45% entre un mismo HCCR compactado en laboratorio y puesto en obra cuya diferencia de densidad era de tan solo un 4%. Por lo tanto, para que el material tenga las características deseadas es necesario alcanzar la compactación de proyecto.

También debe tenerse en cuenta que, para altos niveles de tráfico en los que la intensidad de vehículos pesados es elevada podría ser necesario disponer juntas con pasadores (Nanni y Johari, 1989). Aunque ello no es posible por el proceso constructivo utilizado, el uso de macro-fibras estructurales podría presentarse como una alternativa, ya que se ha demostrado que éstas pueden mejorar la transferencia de esfuerzos tangenciales y la resistencia residual del HCCR (Bordelon y Roesler, 2009; LaHucik et al., 2017).

#### Dosificación del HCCR

El método más habitual para el dosificar un HCCR es el mismo que se utiliza para determinar la compactación óptima de un suelo (Harrington et al., 2010). Como ocurre con este tipo de

materiales, el objetivo de este método es obtener el contenido de humedad óptimo que maximiza la densidad del hormigón tras su compactación (ver Figura 2.12.a extraída de Harrington et al., (2010)).

Tabla 2.6 – Diferencias entre firmes de HCCR y de hormigón convencional (Harrington et al., 2010).

Materiales y prácticas generales	Tipo de pavimento	
	Hormigón compactado con rodillos (HCCR)	Hormigón convencional (HC)
Dosificación	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dosificaciones más secas que en los hormigones convencionales por su mayor contenido de finos y menor de cemento.</li> <li>Entre el 75 y el 85 % del volumen está formado por áridos gruesos y finos de granulometría continua.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Relaciones agua-cemento típicamente entre 0,40 y 0,45 para que la pasta envuelva completamente a los áridos.</li> <li>Entre el 60 y el 75 % del volumen está formado por áridos gruesos y finos de granulometría continua.</li> </ul>
Trabajabilidad	<ul style="list-style-type: none"> <li>La dosificación tiene la consistencia de los áridos de granulometría continua húmedos.</li> <li>El HCCR es más seco que un hormigón de cono cero y no puede manipularse con maquinaria de pavimentación tradicional.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Descenso de cono típico de unos 5 cm.</li> <li>La dosificación es plástica y suficientemente fluida como para manipularse con maquinaria de pavimentación tradicional.</li> </ul>
Pavimentación	<ul style="list-style-type: none"> <li>Generalmente con extendedoras de asfalto de gran potencia y autopropulsadas que preconsolidan el hormigón.</li> <li>No se utilizan encofrados.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Generalmente con extendedoras de encofrados deslizantes que extienden, nivelan, compactan mediante vibración y extruden el hormigón.</li> </ul>
Consolidación (eliminación del aire)	<ul style="list-style-type: none"> <li>La consolidación se alcanza desde el exterior compactando el hormigón con rodillos, típicamente dentro de la primera hora posterior al amasado.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La consolidación ocurre internamente con los vibradores internos y de superficie de la extendidora de encofrados deslizantes.</li> <li>Posteriormente a la extrusión del hormigón, se produce una consolidación adicional debida al asentamiento de los sólidos (cemento y áridos) y a la exudación del agua.</li> </ul>
Acabado	<ul style="list-style-type: none"> <li>La textura obtenida en los HCCR es abierta y similar a la de los asfaltos.</li> <li>Áridos más finos y/o mayor contenido de cemento facilitan texturas más cerradas.</li> <li>La superficie se puede texturizar utilizando fresadoras de discos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>El texturizado se realiza antes de que comience el fraguado.</li> <li>Usualmente se utilizan medios mecánicos para proporcionar la textura y mejorar la fricción.</li> </ul>
Hidratación	<ul style="list-style-type: none"> <li>Para obtener una buena durabilidad a largo plazo es importante que la hidratación del hormigón se adecuada. Para alcanzarla es fundamental realizar un buen curado.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Para obtener una buena durabilidad a largo plazo es importante que la hidratación del hormigón se adecuada. Para alcanzarla es fundamental realizar un buen curado.</li> </ul>
Curado	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se requiere un curado intenso lo antes posible tras la compactación con los rodillos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se requiere un curado intenso lo antes posible tras el texturizado.</li> </ul>
Fisuración, transmisión de cargas y armaduras	<ul style="list-style-type: none"> <li>En aplicaciones industriales no se suelen disponer juntas.</li> <li>En pavimentos donde circulan coches y camiones pueden disponerse juntas.</li> <li>La distancia entre juntas es superior a la de los pavimentos de hormigón convencional (típicamente entre 4,6 y 9,1 m).</li> <li>No es posible colocar pasadores ni barras de atado en las juntas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>En pavimentos de hormigón en masa convencionales se ejecutan juntas para controlar la fisuración. También pueden disponerse pasadores y barras de atado para que se produzca transmisión de esfuerzos.</li> <li>En pavimentos continuos de hormigón armado se permite que aparezcan fisuras de pequeña apertura. Las armaduras, junto a la imbricación de los áridos, ayudan a transferir la carga entre losas.</li> </ul>

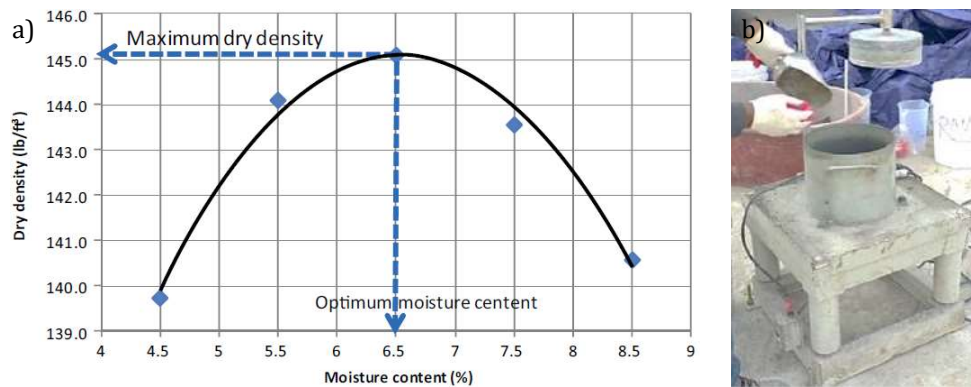


Figura 2.12 – Curva densidad – contenido de humedad (Harrington et al., 2010) (a). Ensayo Vebe (Chhorn et al., 2017a) (b).

Tras seleccionar una granulometría para los áridos, se plantean dosificaciones con diferentes contenidos de cemento para las cuales se determina la humedad óptima de compactación mediante el ensayo Proctor (UNE 103500, 1994) y se evalúan sus propiedades mecánicas. La dosificación a utilizar es aquella que, con el mínimo contenido de cemento, alcanza las propiedades mecánicas de proyecto.

Por otro lado, en los últimos años también están ganando terreno el uso de métodos de dosificación basados en la consistencia del hormigón para pavimentos (LaHucik y Roesler, 2017; Chhorn et al., 2017a; Chhorn et al., 2017b; Shamsaei et al., 2017). Estos métodos se basan en, dada una dosificación de partida, variar la proporción de uno de sus componentes (áridos, agua, cemento o aditivos) para alcanzar un nivel de consistencia requerido (Harrington et al., 2010). Por lo general, al tratarse de hormigones secos se suele evaluar su consistencia con el ensayo Vebe (UNE-EN 12350-3, 2009), el cual se muestra en la Figura 2.12.b (Chhorn et al., 2017a).

## 2.6. MANTENIMIENTO DE PAVIMENTOS CON *WHITETOPPINGS* Y *OVERLAYS*

### 2.6.1. Hormigones para la construcción de *whitetoppings* y *overlays*

La mayoría de los refuerzos de tipo *whitetopping* y *overlay* se construyen con dosificaciones similares a las utilizadas en la construcción de pavimentos de hormigón convencionales (Harrington y Fick, 2014). Este tipo de dosificaciones suelen incluir cemento de Tipo I o II, áridos de granulometría continua y tamaño máximo de 25 mm y relaciones agua-cemento inferiores a 0,45. Además, también es frecuente reemplazar parcialmente el cemento por cenizas volantes o escorias de alto horno y/o añadir fibras estructurales, aditivos reductores de agua y/o inclusores de aire (Harrington y Fick, 2014).

El principal requisito que se exige a los hormigones para este tipo de pavimentos es que alcancen una vida de servicio de por lo menos 20 años, aún con realizando un mantenimiento de baja intensidad. Sin embargo, es frecuente encontrar *whitetoppings* y *overlays* que han resistido adecuadamente el deterioro producido por las cargas de tráfico y el contacto con el ambiente durante más de 30 o 40 años (McGhee, 1994).

Para garantizar la durabilidad del hormigón es recomendable que este sea denso, relativamente impermeable, resistente a los posibles ataques o reacciones químicas, a los ciclos de hielo-deshielo (en caso de existir) y a las sales fundentes (Taylor et al., 2012). Para ello se recomienda

recurrir a dosificaciones con una baja relación agua-cemento, un contenido de aire adecuado, un uso apropiado de otros materiales cementantes y una adecuada granulometría de los áridos (Sutter et al. 2008).

En la práctica también es común construir este tipo de refuerzos con hormigones de endurecimiento acelerado (FHWA, 1994; ACI, 2001). Este tipo de hormigones desarrollan una mayor resistencia a primeras edades, lo que permite la apertura al tráfico rodado pocas horas después de su puesta en obra. Sin embargo, estos hormigones son más susceptibles a problemas de durabilidad debido a su mayor retracción, su elevado calor de hidratación y su microestructura más débil (Ruiz et al., 2001).

También pueden añadirse fibras a la dosificación (Figura 2.13.a) cuando se quiera mejorar el comportamiento post-fisuración del hormigón (Miguez Pessada et al., 2012). En este sentido, la adición de fibras permite reducir el espesor del refuerzo, limitar el ancho de las fisuras, aumentar la separación entre las juntas y mejorar la resistencia a fatiga. Las fibras más utilizadas para la construcción de pavimentos son las macro-fibras sintéticas, en proporciones de entre 1,5 y 2,5 kg/m<sup>3</sup> (Kim et al., 2017; Altoubat et al., 2008).

Por otro lado, el uso de hormigones de alta resistencia puede ayudar a reducir aún más el espesor de la capa de refuerzo. Al tratarse de un material con prestaciones mecánicas superiores a las de un hormigón convencional, las cargas de tráfico pueden ser resistidas con un refuerzo de menor canto. Adicionalmente, como estos hormigones suelen ser autocompactantes (Figura 2.13.b), su adherencia con el firme original puede mejorarse gracias a la capacidad de adaptación a la superficie del firme original (Diab et al., 2017).

Gracias a la mejora de la adherencia y la reducción del espesor del refuerzo, los hormigones de alta resistencia pueden utilizarse para reparar pavimentos donde la rasante sea un condicionante (túneles, pasos inferiores o pavimentos urbanos en los que existen aceras, imbornales, pozos de registro, etc.). Además, como demostraron Schmidt y Schmidt (2012), utilizando este tipo de hormigones también es posible reducir los costes económicos de construcción y mantenimiento del pavimento a largo plazo.

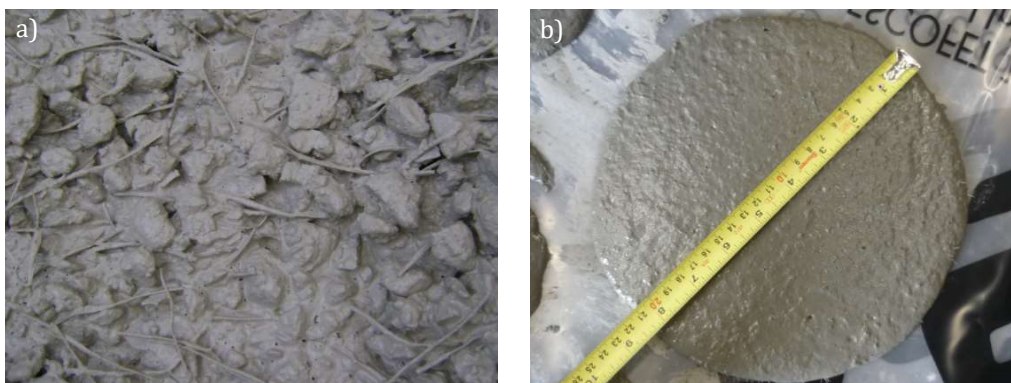


Figura 2.13 – Hormigón con fibras plásticas (a) y hormigón autocompactante de alta resistencia (b).

## 2.6.2. Tratamientos de adherencia en la interfase de *whitetoppings* y *overlays*

Las técnicas más utilizadas en la construcción de refuerzos de hormigón para aportar adherencia a la interfase consisten en aumentar la rugosidad de la superficie de la capa de apoyo. En

el caso de los *whitetoppings* (firme original de asfalto) el método más aplicado es el de fresado, mientras que para los *overlays* (firme original de hormigón) predomina la técnica de granallado (Rasmussen, 2004, Harrington et al., 2010).

Como muestra la Figura 2.14.a, el fresado consiste en eliminar un espesor de la parte superficial del pavimento de la base con el objetivo de obtener un acabado rugoso. Para ello se utiliza una máquina fresadora con tambor de picas. Este tipo de máquinas dispone de un tambor que incorpora múltiples picas que eliminan el material superficial. Por lo general, las máquinas disponen de diferentes tambores según el tamaño de las picas para adaptarse a la profundidad de fresado y rendimiento deseados.

Tras realizar el fresado se limpia la superficie, ya sea con un chorro de aire o agua o cepillando enérgicamente, para eliminar las impurezas. Con esta técnica y para el caso de los *whitetoppings*, se obtienen valores típicos de adherencia de entre 0,5 y 1,0 MPa tanto ante esfuerzos de tracción como de corte (Rasmussen, 2004). Esta técnica no se suele utilizar en el hormigón debido al riesgo de que aparezcan micro-fisuras en su superficie.

En cuanto al granallado (Figura 2.14.b), se trata de una técnica abrasiva que consiste en proyectar un material abrasivo sobre la superficie del pavimento. Para ello se pueden utilizar materiales de diferente origen (agua a muy alta presión, chorros de arena, granos de acero, óxido de aluminio, vidrio, carburo de silíceo, etc.) o recurrir a una hidrodemolición (combinación de partículas de arena y agua) (Harrington et al., 2007; Delatte, 2008).

De acuerdo con la Guía Técnica No. 310.2R-203 del International Concrete Repair Institute (ICRI, 2013), el riesgo de producirse microfisuras es muy pequeño cuando se utiliza agua a presión, chorro de arena o granos de acero. Además, esta publicación también remarca que estas técnicas pueden también servir para eliminar microfisuras existentes en la superficie de un pavimento.

Debe decirse que las interfaces entre capas de pavimento están constantemente expuestas a tensiones normales ( $\sigma$ ) y de corte ( $\tau$ ). La pérdida de adherencia de una interfase puede ocurrir debido a tres estados de tensión diferentes: tensión pura, corte puro y un modo mixto que combina tensiones de corte con tensiones de compresión o tracción (Chabot et al., 2013; Granju et al., 2004; Turatsinze et al., 2011). En la literatura se pueden encontrar diferentes ensayos para caracterizar la adherencia ante estos estados tensionales bajo cargas estáticas.

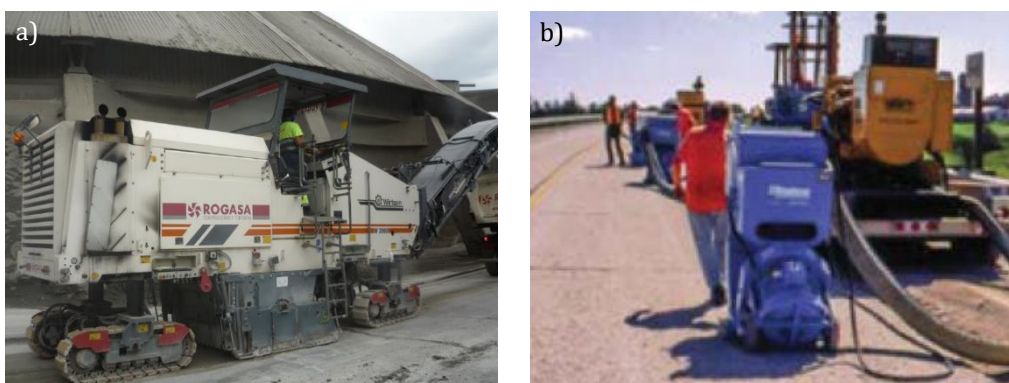


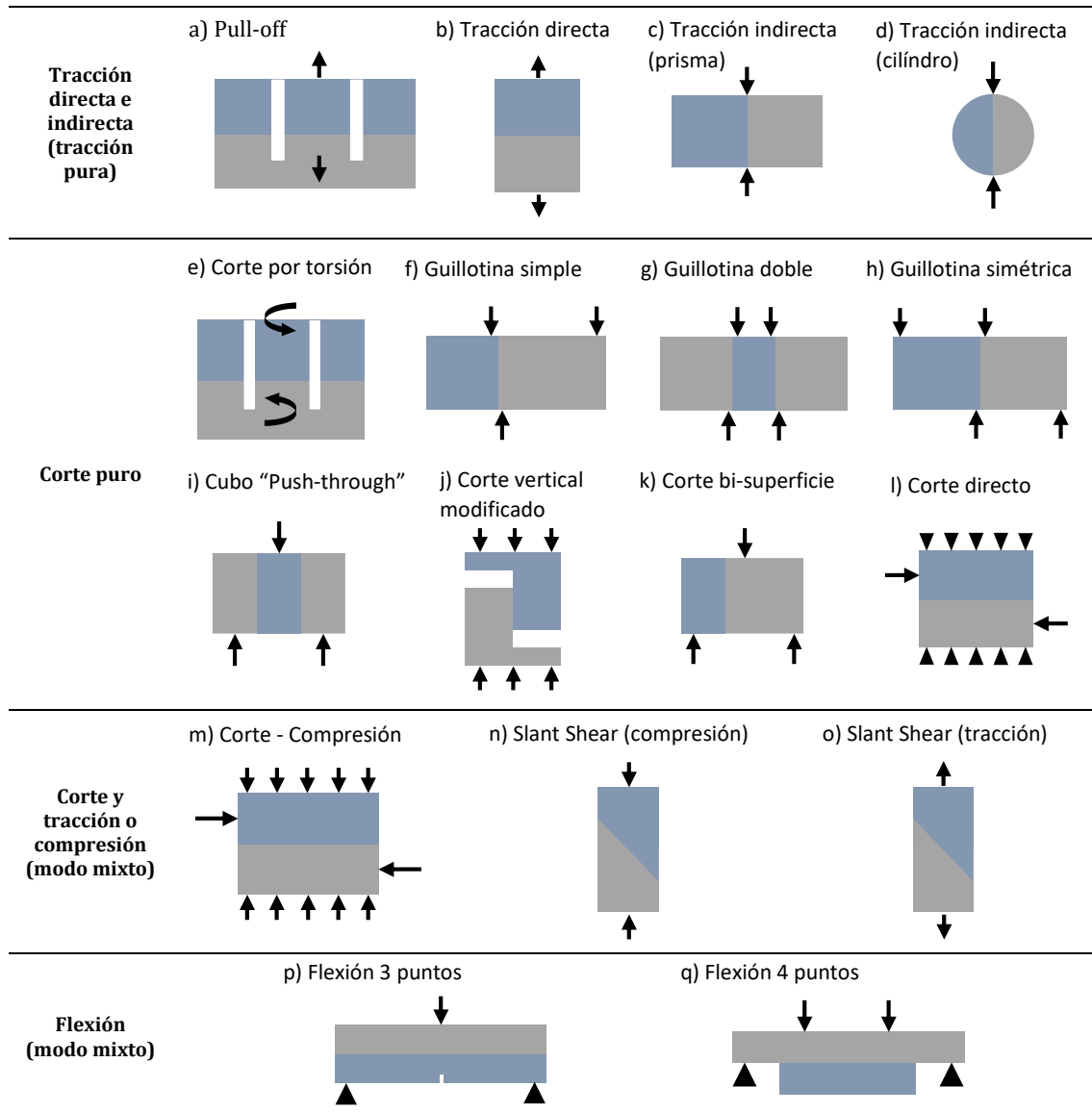
Figura 2.14 – Fresado de un pavimento (a). Granallado (Harrington y Fick, 2014) (b).

La Tabla 2.7 sintetiza los tipos de ensayo de acuerdo con el tipo de tensiones generadas en el plano de la interfase (tensión pura, corte puro y modo mixto). La tabla se basa en un trabajo previo



realizado por Espeche y León (2011), aunque se incluyen tres ensayos adicionales para el caso de fallo mixto. Las tensiones de tracción pura pueden generarse directamente (a, b) o indirectamente (c, d), dependiendo de si la dirección de carga es paralela o normal a las tensiones, respectivamente.

Tabla 2.7 – Ensayos para caracterizar la adherencia (basado en Espeche y León, 2011).



La resistencia a esfuerzos de corte puro se puede evaluar induciendo torsión (e) o esfuerzos de corte (f, g, h, i, j, k, l). Cabe mencionar que un esfuerzo de "corte puro" es una situación teórica que estos ensayos están lejos de producirla, pues inducen momentos flectores, tal y como también se menciona en Espeche y León (2011).

El modo mixto es una combinación de esfuerzos normales y de corte sobre la interfase de los materiales. Espeche y León (2011) mencionaron ensayos que combinaban esfuerzos de compresión y de cizallamiento (m, n). Sin embargo, en la literatura también aparecen ensayos para estudiar la resistencia ante esfuerzos combinados de tracción y corte (o) en probetas bi-capa de hormigón-hormigón (Chestney, 1996). Finalmente, también se han utilizado ensayos de flexión (p, q) para la

caracterización de la adherencia entre capas de materiales cementíceos (Teng et al., 2003; Perez et al., 2009; Yucel et al., 2013) y entre capas de aglomerado asfáltico y hormigón (Hun et al., 2012; Chabot, 2013; Isla et al., 2015).

### 2.6.3. Experiencias previas de caracterización experimental de la adherencia

En la Tabla 2.8 se muestran algunos trabajos en los que se ha estudiado experimentalmente la resistencia prefisuración (adherencia) entre una capa de refuerzo de hormigón y una capa inferior de Aglomerado Asfáltico (A) u Hormigón Convencional (H). Cada uno de ellos se ha clasificado en función del tipo de material de la capa inferior, de la resistencia del hormigón de la capa superior de refuerzo y del tipo de ensayos realizados. Los ensayos se han clasificado en 3 tipos en función del tipo de esfuerzo aplicado en la interfase: tracción, corte y combinación de tensiones normales y de corte.

Como puede observarse, no se han encontrado trabajos en los que se investigue conjuntamente la adherencia con ambos tipos de bases (A y H). Por otro lado, para el caso donde la capa inferior era de Aglomerado Asfáltico, no se han hallado investigaciones en las que se haya utilizado un hormigón de refuerzo de resistencia a compresión ( $f_c$ ) superior a los 60 MPa ni tampoco programas experimentales donde se combinaran ensayos para determinar la resistencia prefisuración a tracción, corte y combinación de tensiones normales y de corte.

Tabla 2.8 – Resumen de estudios con ensayos de laboratorio para caracterizar la adherencia entre una capa de asfalto u hormigón convencional y una capa de refuerzo de hormigón.

Referencia	Material capa inferior		Hormigón de refuerzo		Ensayos		
	Aglomerado Asfáltico	Hormigón Convencional	$f_c \leq 60$ MPa	$f_c > 60$ MPa	Tracción "pura"	Corte "puro"	Combinación de tensiones
Mohamad et al. (2015) Rith et al. (2016)		●	●	●	●		
Santos et al. (2012)		●	●			●	
Diab et al. (2017)		●	●				●
Julio et al. (2004)		●	●		●		●
Momayez et al. (2005)		●	●		●	●	●
Espeche y León (2011)		●	●	●	●		
Zanotti et al. (2014)		●		●			●
Tayeh et al. (2013)		●		●	●		●
Carbonell Muñoz et al. (2013) Roy et al. (2013)		●		●	●	●	●
Leng et al. (2008)	●		●			●	
Chabot et al. (2013) Isla et al. (2015)	●		●				●
Mu, F. (2014)	●		●		●		
López-Carreño et al. (2017) (*)	●	●		●	●	●	●

(\*) Artículo elaborado a partir del trabajo realizado en esta tesis doctoral.

La ausencia de estudios experimentales con ambos tipos de bases (A y H) hace difícil determinar si un mismo HAAR puede lograr una adherencia suficientemente resistente con ambos materiales. Este análisis es de intereses realizarlo ya que en la práctica se puede dar esta situación

*Aportaciones al proyecto, construcción y reparación de pavimentos de hormigón*

cuando se conciba reparar un firme existente construido con ambos tipos de pavimentos, como por ejemplo podría suceder en una carretera de firme asfáltico que cruza un puente o un paso inferior de hormigón. Además, existe también una falta de conocimiento acerca de la resistencia mecánica de la interfase entre capas de HAAR y A ya que no existen resultados experimentales en este ámbito.



## 3. PROGRAMA PARA LA COMPROBACIÓN RESISTENTE DE PAVIMENTOS MULTICAPA

### 3.1. INTRODUCCIÓN

En el Capítulo 2 (Estado del conocimiento) se han analizado los 3 métodos existentes para el dimensionamiento de pavimentos: analíticos, semiempíricos y empíricos. El dimensionamiento con métodos analíticos consiste comparar las tensiones, deformaciones y desplazamientos que se producen en el firme con unos valores admisibles. En cuanto a los métodos semiempíricos y empíricos, éstos aportan la solución de basándose en experiencias reales y pistas de ensayo experimentales. Además, los métodos semiempíricos también se apoyan en resultados obtenidos mediante modelización numérica.

A día de hoy, existe una gran variedad de programas de ordenador que incluyen alguno/s de estos métodos de cálculo. Gracias a ello, el usuario puede dimensionar o comprobar un pavimento de forma más o menos fácil y rápida sin la necesidad de tener profundos conocimientos sobre las teorías que los respaldan.

A pesar de ello, la mayoría de programas existentes actualmente no permiten considerar aspectos que influyen sustancialmente sobre el comportamiento mecánico de los firmes como la pérdida de adherencia entre las capas por efectos ambientales. Además, la mayoría de ellos tampoco incluyen metodologías diferentes de cálculo en función del tipo de pavimento a analizar. Es por ello que el desarrollo de un nuevo programa que considere estos fenómenos es un avance en la obtención de mejores herramientas para el diseño y el cálculo de pavimentos.

### 3.1.1. Objetivos

Teniendo en cuenta lo expresado, el objetivo de este capítulo es desarrollar un nuevo programa para la comprobación y el diseño general de firmes multicapa. Éste debe tener en cuenta los efectos de las condiciones ambientales sobre la pérdida de adherencia y su posterior influencia sobre el comportamiento estructural ante cargas de tráfico. Para lograrlo se plantean los siguientes objetivos:

- Desarrollar un esquema de cálculo que permita acoplar todos los problemas que el programa debe resolver para la comprobación resistente de los firmes multicapa.
- Implementar el cálculo de las distribuciones de temperatura y humedad en las capas de los firmes a lo largo del tiempo fruto de la interacción con el ambiente.
- Incluir un método de obtención de las tensiones rasantes en las interfases debidas a los efectos de la temperatura y la humedad y las cuales pueden producir el despegue de las capas.
- Obtener la manera de delimitar las regiones en las que las interfases se despegan por efecto de las tensiones rasantes.
- Añadir una metodología de cálculo de tensiones y deformaciones en las capas de firme bajo las cargas de tráfico teniendo en cuenta el tipo de materiales que lo conforman y el posible despegue de las interfases.
- Proporcionar al programa la capacidad de comprobar estructuralmente a fatiga el firme de los carriles y para una única carga de tráfico el firme de los arcnos, teniendo en cuenta los puntos más críticos de cada capa de material.
- Validar el programa mediante el análisis de diferentes secciones de firme y la comparación de resultados con los obtenidos por otros autores.

### 3.2. ESQUEMA GLOBAL DE CÁLCULO

Tal y como aparece en la Figura 3.1, el programa de cálculo de pavimentos multicapa que aquí se presenta consta de 3 bloques interrelacionados. El primero de ellos (en azul oscuro) corresponde a la entrada de datos del problema y en él se definen las propiedades del pavimento (geometría, materiales y resistencia de las interfases entre capas), las condiciones ambientales del emplazamiento (temperatura y humedad relativa), las características del tráfico de la vía y las características del proyecto.

El segundo bloque (en naranja) sirve para determinar el posible despegue de las capas debido a los efectos de las condiciones ambientales. Este bloque incluye un modelo de Diferencias Finitas con el que se calcula la evolución de las distribuciones de temperatura y humedad en los materiales. Con ellas y las propiedades del pavimento se obtienen las tensiones rasantes más desfavorables en las interfases a lo largo de un día mediante la metodología propuesta en el Apartado 3.5.2. Finalmente, sabiendo cuáles son las distribuciones de los peores rasantes en cada interfase y también su resistencia, se obtiene la longitud de despegue de cada una de ellas.

En cuanto al tercer bloque (en azul oscuro), éste se utiliza para conocer si las capas de materiales son capaces de resistir las sollicitaciones producidas por las cargas de tráfico. En el caso

del firme de los arcenes, el cálculo se realiza para una única aplicación de la carga, mientras que para el de los carriles de la calzada se hace teniendo en cuenta la aplicación repetitiva de las cargas durante el periodo de proyecto del pavimento. En ambos casos se considera el despegue de las capas por efectos ambientales para estimar las tensiones en los materiales.



Figura 3.1 – Esquema global de cálculo.

Partiendo de las propiedades del pavimento y utilizando los modelos de respuesta del Apartado 3.6 y las longitudes despegue de las interfases, se determinan las tensiones y deformaciones en cada una de las capas de firme para una única carga tipo (eje equivalente de 13 toneladas). En el caso de los arcenes, éstas tensiones y deformaciones se utilizan para calcular un factor de seguridad de resistencia de los materiales. Para los carriles, ambos valores se utilizan para obtener el número de cargas tipo que resistirían los materiales a través de sus leyes de fatiga.

De forma paralela, en función del tipo de pavimento y de las características del tráfico se obtiene el Tráfico Equivalente de Proyecto (TEP), el cual corresponde a un número de ejes que equivalen al tráfico de la vía a lo largo de su periodo de proyecto. Posteriormente, para los carriles de la calzada se obtiene el nivel de daño y la vida útil de las capas de materiales en proporción al número de cargas tipo resistidas y aplicadas.

### 3.3. DATOS DE ENTRADA PARA EL CÁLCULO

#### 3.3.1. Geometría del pavimento

Como muestra la Figura 3.2, la geometría del pavimento se define por su sección transversal. Ésta se compone por la explanada y los firmes de los carriles de la calzada y de los arcenes (si existen).

Para introducirla en el modelo se especifica el número de carriles de la calzada, su anchura, la anchura de cada uno de los arcenes y el espesor de las capas de materiales de los firmes y la explanada.

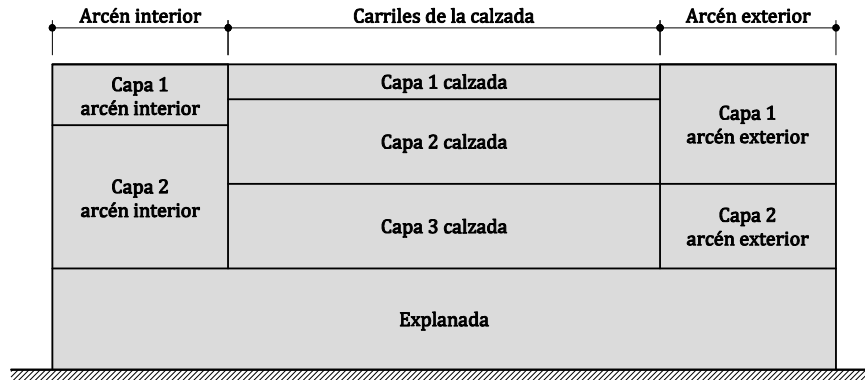


Figura 3.2 – Ejemplo de sección transversal de un pavimento.

La anchura de los carriles y los arcenes se puede introducir manualmente o de forma automática siguiendo las indicaciones de la Norma 3.1-IC (Ministerio de Fomento, 2012) de trazado de carreteras. Los espesores de las capas pueden ser diferentes en los firmes de los carriles y en los de los arcenes siempre si su espesor total es el mismo. Las capas de la explanada tienen un espesor constante en todo el ancho de la calzada (arcenes + carriles) ya que éstas ocupan toda la plataforma.

### 3.3.2. Propiedades de los materiales de las capas del pavimento

Los materiales de las capas del pavimento tienen unas propiedades físicas y mecánicas que determinan su comportamiento ante los efectos ambientales y las cargas de tráfico a los que se ven sometidos. Estas propiedades son representadas por unos parámetros que intervienen en la resolución de los diferentes problemas que el programa resuelve durante el proceso de comprobación de un firme.

La Tabla 3.1 muestra los parámetros físicos y mecánicos considerados por el programa, los símbolos que los identifican y los problemas en los que se utilizan. Estos problemas son (1) el cálculo de las distribuciones de temperatura y humedad, (2) el cálculo de las tensiones en las interfases, (3) la obtención de las tensiones y deformaciones provocadas por las cargas de tráfico y (4) la comprobación resistente de los materiales ante las solicitaciones de tráfico (carga puntual y acción repetitiva). Cada parámetro y su forma de consideración en el cálculo se explica en detalle en el/los apartado/s correspondientes a los problemas donde intervienen. Sus valores pueden introducirse manualmente o asignarlos el programa de forma automática tras seleccionar los materiales de una biblioteca.

### 3.3.3. Resistencia de las interfases entre capas

El programa considera la resistencia de las interfases entre las capas de materiales mediante su resistencia a los esfuerzos tangenciales rasantes. Puesto que experimentalmente la resistencia suele tener una fuerte dispersión de resultados (Austin et al., 1999), el programa la tiene en cuenta en términos estadísticos asumiendo que la probabilidad de fallo sigue una distribución normal.



Tabla 3.1 – Propiedades físicas de los materiales y problemas en los que intervienen.

Parámetro	Símbolo	Problema donde interviene			
		Tª y HR (*) (Apartado 3.4)	$\tau_{int}$ (**) (Apartado 3.5)	$\sigma_{tr}$ y $\epsilon_{tr}$ (***) (Apartado 3.6)	$R_{tr}$ (****) (Apartado 3.7)
Módulo elástico	$E$	●	●	●	
Coefficiente de Poisson	$\nu$		●	●	
Densidad	$\rho$	●			
Conductividad térmica	$K_T$	●			
Calor específico	$c_p$	●			
Coef. difusión humedad	$D_h$	●			
Coef. dilatación térmica	$\alpha_T$	●			
Coef. dilatación humedad	$\alpha_{HR}$	●			
Resistencia a flexotracción	$R_{FT}$				●
Deformación radial última	$\epsilon_{r,u}$				●

(\*) Modelo de Diferencias Finitas para las distribuciones de temperatura y humedad en los firmes.

(\*\*) Ecuación propuesta para las tensiones rasantes en las interfaces.

(\*\*\*) Modelos de respuesta para las tensiones y deformaciones en las capas por efecto de las cargas de tráfico.

(\*\*\*\*) Cálculo de la resistencia ante las cargas de tráfico (una única carga en arcones y fatiga en carriles).

Como muestra la Figura 3.3, la resistencia última de cálculo ( $\tau_u$ ) se obtiene conociendo la resistencia promedio ( $\bar{\tau}_u$ ) y la desviación típica ( $\sigma_{\tau_u}$ ) que definen la distribución normal. Para ello se debe adoptar una probabilidad acumulada para la resistencia ( $p_{\tau_u}$ ) cuyo valor se corresponde con la integral bajo la curva hasta  $\tau_{rasante} = \tau_u$ . Por ejemplo, seleccionado  $p_{\tau_u} = 0,5$  el valor de  $\tau_u$  es igual a  $\bar{\tau}_u$ . Además, cuanto menor sea  $p_{\tau_u}$  menor será la resistencia última de cálculo  $\tau_u$ .

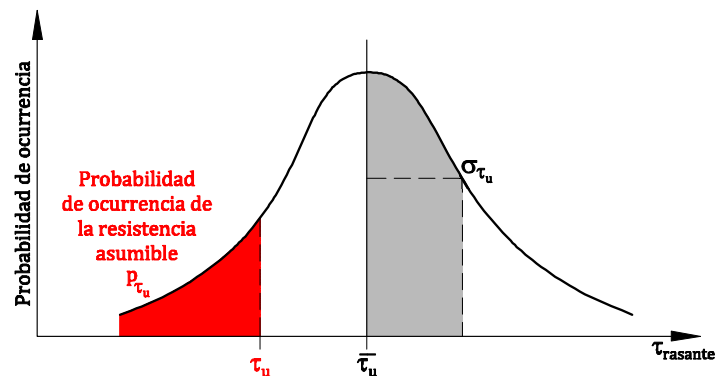


Figura 3.3 – Distribución normal de probabilidad de la resistencia tangencial de las interfaces.

### 3.3.4. Condiciones ambientales

La temperatura ( $T$ ) y la humedad relativa ( $HR$ ) del ambiente se utilizan como condiciones de contorno en el cálculo de la temperatura y la humedad en las capas de los firmes. Para modelizar

ambas condiciones de contorno se asume que su evolución diaria sigue una función cosenoidal, hipótesis comúnmente utilizada por otros autores (Mirambell y Aguado, 1987; Qin y Hiller, 2011; ).

La Figura 3.4.a y b representan respectivamente las Ecuaciones 3.1 y 3.2 utilizadas para reproducir la evolución diaria de la temperatura ( $T$ ) y la humedad ( $HR$ ) ambiental. Ambas ecuaciones tienen período de 24 horas y se definen por los valores mínimos y máximos diarios ( $T_{min}$ ,  $HR_{min}$ ,  $T_{max}$  y  $HR_{max}$ ) y los desfases  $t_{Tmax}$  y  $t_{HRmax}$ .

$$T(t) = \frac{T_{min} + T_{max}}{2} + \frac{T_{max} - T_{min}}{2} \cdot \cos\left(\pi \cdot \frac{t - t_{Tmax}}{12}\right) \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$HR(t) = \frac{HR_{min} + HR_{max}}{2} + \frac{HR_{max} - HR_{min}}{2} \cdot \cos\left(\pi \cdot \frac{t - t_{HRmax}}{12}\right) \quad \text{Ec. 3.2}$$

Los valores de  $T_{min}$ ,  $T_{max}$ ,  $HR_{min}$  y  $HR_{max}$  se pueden definir manualmente, aunque el programa también ofrece recomendaciones para adoptar valores coherentes en el ámbito de España. Para ello se basa en 3 fuentes: (1) datos climatológicos de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET, 2012), (2) la Instrucción Sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carreteras (IAP-11) (Ministerio de Fomento, 2012) y (3) los Mapas Climáticos del Instituto Geográfico Nacional (IGN, 2009). Los valores de  $t_{Tmax}$  y  $t_{HRmax}$  no se introducen ya que no son necesarios para calcular las distribuciones más desfavorables de esfuerzos rasantes.

### 3.3.5. Características del tráfico

La acción repetitiva de las cargas de tráfico, especialmente el más pesado, puede provocar el agotamiento estructural de los materiales del pavimento. Para evitarlo, el número de aplicaciones de cargas de tráfico durante el Periodo de Proyecto ( $PP$ ) debe ser inferior al número de cargas de tráfico que las capas pueden resistir.

El número de cargas de tráfico aplicadas durante el  $PP$  se conoce como Tráfico de Proyecto ( $TP$ ). Para su obtención el programa utiliza el método de los ejes equivalentes (Deacon et al., 1969; AASHTO, 1993; Amorim et al., 2015), el cual consiste en convertir todo el espectro de cargas de tráfico esperadas durante el  $PP$  en un número acumulado de ejes tipo equivalentes de 13 toneladas de forma que el deterioro provocado por ellos sea el mismo que el producido por el tráfico real.

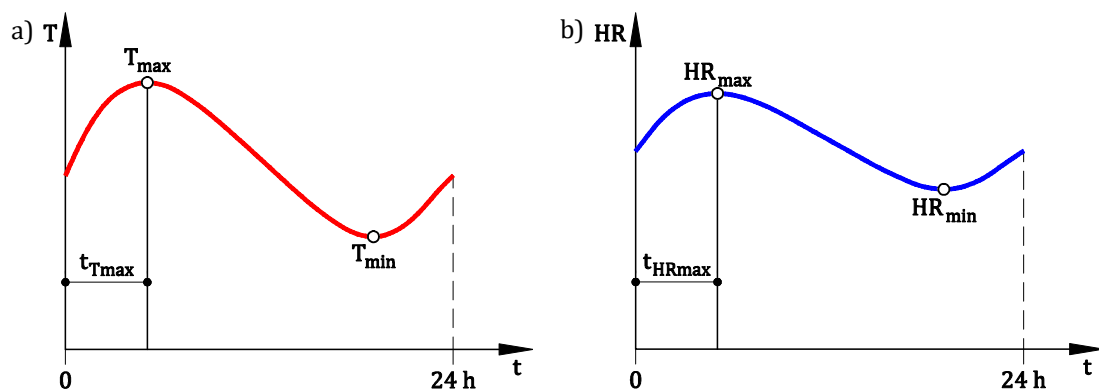


Figura 3.4 – Funciones de evolución de la temperatura (a) y de la humedad relativa (b) ambientales.

El  $TP$  se puede calcular para el carril sometido a unas condiciones de tráfico más críticas (carril de proyecto) con la Ecuación 3.3. Suele considerarse el carril de proyecto el carril exterior de la calzada ya que es por donde circulan los vehículos pesados durante la mayor parte del tiempo.

El valor de  $TP$  depende de la Intensidad Media Diaria de vehículos pesados para el carril de proyecto ( $IMD_P$ ), un coeficiente de seguridad de mayoración de las cargas ( $\gamma_t$ ), un coeficiente de equivalencia de los vehículos pesados ( $CE_{vp}$ ) y un factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados ( $F_t$ ).

$$TP = 365 \cdot IMD_P \cdot \gamma_t \cdot CE_{vp} \cdot F_t \quad \text{Ec. 3.3}$$

La  $IMD_P$  es el número total de vehículos pesados que circulan por el carril de proyecto en el año de puesta en servicio, dividido por 365. El coeficiente  $\gamma_t$  sirve para considerar la incertidumbre asociada a la magnitud de las cargas de los vehículos pesados.

El coeficiente  $CE_{vp}$  representa, en promedio, la equivalencia entre un vehículo pesado y un número de ejes equivalentes de 13 Tn y su depende del tipo de firme de la calzada (a mayor rigidez mayor es el valor de  $CE_{vp}$ ). Finalmente, el factor  $F_t$  tiene en cuenta el aumento de tráfico que se produce en la vía durante el periodo de proyecto  $PP$ .

El programa permite al usuario introducir valores personalizados de  $IMD_P$ ,  $\gamma_t$ ,  $CE_{vp}$  y  $F_t$  o en términos de la Norma 6.1-IC (Ministerio de Fomento, 2003). Con el método de la Norma 6.1-IC basta con seleccionar una de las categorías de tráfico definidas en ella (T00 a T42) para que el resto de parámetros los considere según Tabla 3.2 Kraemer y Albelda (2004). Véase que, mientras para las categorías T0 a T42 se asumen unas  $IMD_P$  representativas, para el tráfico T00 es el usuario quien define su valor.

En el caso del coeficiente  $CE_{vp}$  el programa permite seleccionar el tipo de firme de forma que selecciona automáticamente su valor ( $CE_{vp} = 0,5$  para firmes flexibles y semiflexibles,  $CE_{vp} = 0,6$  para firmes semirrígidos y  $CE_{vp} = 1,0$  para firmes rígidos). Por último, para obtener el valor del factor  $F_t$  mediante la metodología *semiautomática* se utiliza la Ecuación 3.4. Esta ecuación supone que el tráfico aumenta anualmente con una tasa constante de valor  $r_t$  (en tanto por uno) durante todo el  $PP$  (en años).

Tabla 3.2 – Categorías de tráfico y valores representativos de  $IMD_P$ .

Categoría de tráfico	Rango $IMD_P$	$IMD_P$ representativa	$\gamma_t$
T00	$\geq 4.000$	Definida por usuario	1,18
T0	2.000 – 3.999	3.682	1,15
T1	800 – 1.999	1.854	
T2	200 - 799	748	1,12
T3	T31 100 - 199	171	
	T32 50 - 99	87	
T4	T41 25 - 49	44	1,06
	T42 < 25	22	

$$F_t = \frac{(1 + r_t)^{PP} - 1}{r} \quad \text{Ec. 3.4}$$

### 3.4. CÁLCULO DE LAS DISTRIBUCIONES DE TEMPERATURA Y HUMEDAD POR DIFERENCIAS FINITAS

Los pavimentos de las carreteras intercambian calor y humedad con el ambiente que los rodea, por lo que las temperaturas y humedades relativas en su interior evolucionan a lo largo del tiempo. Estas oscilaciones térmicas e higrométricas generan variaciones volumétricas en los materiales que pueden traducirse en deformaciones diferenciales entre las capas de firme.

Cuando existe adherencia entre las capas, aparecen tensiones tangenciales rasantes en sus interfases para compatibilizar estas deformaciones diferenciales. En caso de las tensiones rasantes sean superiores a la resistencia de la interfase se produce el despegue de las capas. Por tanto, para determinar si se produce pérdida de adherencia por efectos ambientales es fundamental conocer las distribuciones de temperatura y humedad en el pavimento.

#### 3.4.1. Metodología e hipótesis de cálculo

La Figura 3.5 muestra el algoritmo seguido por el programa para obtener las distribuciones de temperatura y humedad a lo largo del tiempo en las capas de los firmes de los arcenes y los carriles de la calzada. Para cada firme se crea una malla unidimensional de Diferencias Finitas que determina los nodos  $z_i$  y los instantes de tiempo  $t_n$  en los que se realizan los cálculos.

En el instante de cálculo inicial  $t_0$  se asignan a los nodos de las mallas los parámetros físicos de los materiales y las condiciones iniciales de temperatura y humedad. A continuación se pasa al siguiente instante de cálculo  $t_n = t_{n-1} + \Delta t$ , se actualizan las condiciones de contorno, se calcula la temperatura en los nodos interiores de la malla y su valor se almacena en una matriz.

Seguidamente, si existe alguna capa de hormigón, se calcula el coeficiente de difusión de humedad en los nodos de dicha capa y se procede al cálculo de la distribución de humedad relativa en todos los nodos interiores de la malla. De no existir ninguna capa de hormigón, se realiza directamente el cálculo de la humedad relativa. Del mismo modo que con la temperatura, los valores de la humedad también se almacenan en una matriz auxiliar. Finalmente, se pasa al siguiente instante de cálculo, se actualizan las condiciones de contorno y se repite el procedimiento hasta que  $t_n = t_f$ .

Cabe decir que un cálculo totalmente realista obligaría a realizar un análisis muy complejo de las condiciones ambientales, de la influencia de la temperatura y la humedad sobre las propiedades físicas de los materiales, etc. Ello dificultaría enormemente la resolución del problema y haría inviable su implementación en el programa. Debido a ello, para obtener las distribuciones de temperatura y humedad se consideran las siguientes hipótesis:

- Las propiedades térmicas de los materiales no varían.
- Las propiedades higrométricas de los materiales no varían, salvo el coeficiente de difusión de humedad ( $D_h$ ) en el caso del hormigón.
- El cálculo de la temperatura y la humedad se realiza sólo en las capas de firme y no en la explanada.

- La temperatura y la humedad relativa del nodo de la malla en contacto con el ambiente son iguales a la de éste y, por lo tanto, evolucionan con el tiempo.
- La temperatura y la humedad relativa del nodo de la malla en contacto con la explanada del pavimento son constantes y sus valores son iguales al promedio de la temperatura y la humedad relativa ambiental.
- El número total de días para los que se realiza el cálculo es lo suficientemente grande como para que el comportamiento diario se establezca y las condiciones iniciales no influyan en él.

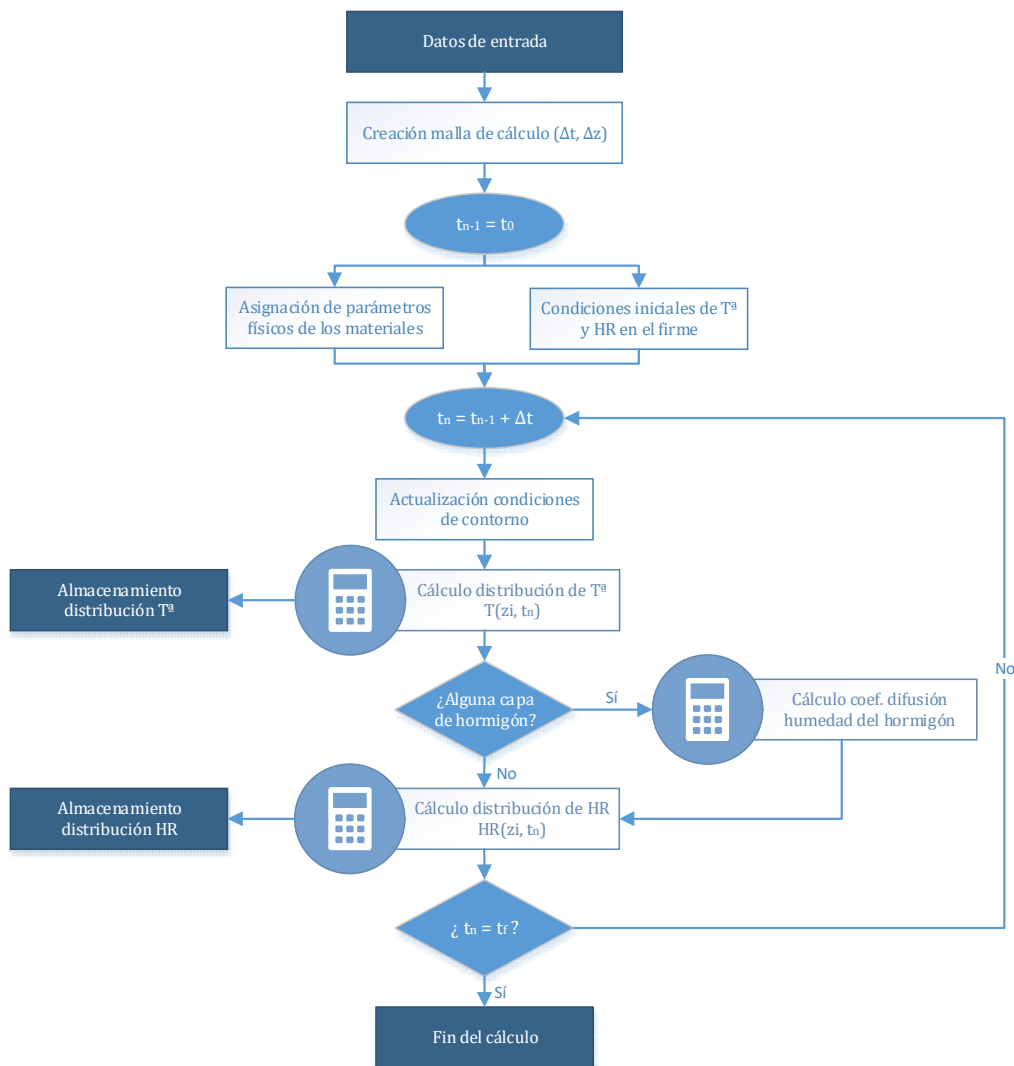


Figura 3.5 – Procedimiento de cálculo de las distribuciones de temperatura y humedad.

### 3.4.2. Ecuaciones de gobierno

#### Ecuación de gobierno del problema de temperatura

El intercambio de calor de un cuerpo con el entorno en que se encuentra se produce a través de tres mecanismos que suelen aparecer, generalmente, de forma simultánea: convección, radiación

y conducción (Azenha, 2009; Elbadry, 1983). Para modelizar los fenómenos de convección y radiación es necesario conocer algunas variables como la velocidad del viento, la intensidad de la radiación solar, etc., las cuales pueden ser difíciles de estimar. Debido a ello, en este programa desarrollado se considera exclusivamente el intercambio de calor por conducción ya que únicamente requiere conocer la temperatura ambiental.

La conducción de calor en un medio isótropo en el que no se genera calor se rige por la denominada Ley de Fourier para el cálculo de temperaturas en estado transitorio. Su forma diferencial unidimensional para un material cuyas propiedades térmicas son constantes se muestra en la Ecuación 3.5. Su solución  $T = T(z, t)$  corresponde a la temperatura en un punto de la coordenada  $z$  en el instante  $t$ .

La relación de proporcionalidad  $\phi$  se conoce como difusividad térmica y su valor se calcula según la Ecuación 3.6, en la que  $k_T$  es la conductividad térmica del material,  $\rho$  su densidad y  $c_p$  su calor específico. Un material con una alta difusividad térmica ( $\phi$ ) permite que el calor se propague rápidamente en su interior, pudiendo así dar lugar a fuertes gradientes de temperatura.

$$\phi \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \frac{\partial T}{\partial t} \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$\phi = \frac{k_T}{\rho \cdot c_p} \quad \text{Ec. 3.6}$$

#### Ecuación de gobierno del problema de humedad

El hormigón, las mezclas bituminosas, los suelos y las capas tratadas con cemento son materiales que pueden contener humedad en el interior de sus poros y que intercambian vapor de agua con el ambiente. Debido a ello se produce un desplazamiento de agua desde los poros con mayor humedad relativa hacia los poros con menor humedad relativa conocido como difusión.

La Ecuación 3.7 sirve para resolver el problema de difusión de humedad relativa ( $HR$ ) en estado transitorio en un medio isótropo en el que no se producen reacciones químicas. Esta ecuación corresponde a la versión unidimensional de la Segunda Ley de Fick y es análoga a la Ecuación 3.5 utilizada para resolver el problema de temperatura.

Hay que decir que en la Ecuación 3.7 aparece un término diferencial adicional con respecto a la Ecuación 3.5. Este término permite tener en cuenta la variación del coeficiente de difusión de humedad  $D_h$  con la humedad relativa en el caso de los hormigones (Bazant y Najjar, 1972; Xi et al., 1994a; Xi et al., 1994b). La magnitud de  $D_h$  determina la velocidad del flujo de agua en el interior de los materiales, de forma que mayores  $D_h$  dan pie a mayores velocidades de desplazamiento del agua.

$$\frac{\partial D_h}{\partial z} \cdot \frac{\partial HR}{\partial z} + D_h \cdot \frac{\partial^2 HR}{\partial z^2} = \frac{\partial HR}{\partial t} \quad \text{Ec. 3.7}$$

### 3.4.3. Esquema de diferencias finitas para el cálculo de las distribuciones de temperatura y humedad

Para resolver la Ley de Fourier y la Segunda Ley de Fick para el cálculo de la temperatura y la humedad se adopta un esquema de diferencias finitas. Con esta técnica, las variables espaciales y

temporales se discretizan de forma que es posible programar el problema recurriendo a un algoritmo sencillo y de bajo coste computacional.

Como aparece en la Figura 3.6, para la resolución de ambos problemas se dividen los dominios espaciales y temporales en intervalos de longitud  $\Delta z$  y en incrementos de tiempo de duración  $\Delta t$ , respectivamente. De esta forma se genera una malla de nodos  $(z_i, t_n)$  en los cuales se calcula la temperatura  $T(z_i, t_n)$  y la humedad relativa  $HR(z_i, t_n)$ .

El programa considera intervalos de longitud  $\Delta z$  de 5 mm ya que es lo suficientemente pequeño en comparación con los espesores típicos de las capas de firmes. Aunque ello condiciona a que el espesor de las capas sea múltiplo de 5 mm, este condicionante no es especialmente restrictivo ya que éstas suelen dimensionarse con espesores múltiples de 10 mm.

Finalmente, para que la resolución del problema de diferencias finitas sea estable, el valor del incremento de tiempo  $\Delta t$  debe cumplir la Ecuación 3.8. De acuerdo con ella, las  $m$  capas que conforman un firme tienen asociado un incremento de tiempo  $\Delta t^*_i$  (siendo  $i = 1, \dots, m$ ) y  $\Delta t$  deber ser menor o igual que el menor de ellos. Los  $m$  valores de  $\Delta t^*_i$  se obtienen según la Ecuación 3.9, en la que intervienen el intervalo de longitud  $\Delta z$  (igual para las  $m$  capas), la difusividad térmica  $\phi_i$  y el coeficiente de difusión de humedad  $D_{h,i}$ .

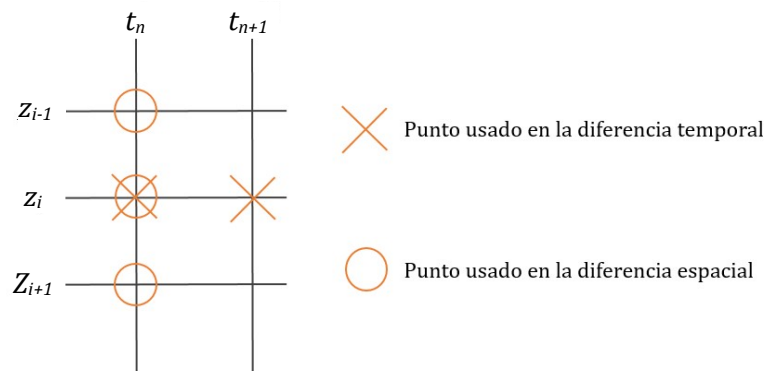


Figura 3.6 – Esquema de diferencias finitas.

$$\Delta t \leq \min\{\Delta t^*_1, \Delta t^*_2, \dots, \Delta t^*_i, \dots, \Delta t^*_m\} \quad \text{Ec. 3.8}$$

$$\Delta t^*_i \leq \min\left\{\frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta z^2}{\phi_i}; \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta z^2}{D_{h,i}}\right\} \quad \text{Ec. 3.9}$$

#### Esquema de diferencias finitas para el problema de temperatura

Para estimar la temperatura en un nodo  $(z_i, t_n)$  de la malla de diferencias finitas se deben aproximar los valores de las derivadas espaciales y temporales de la Ecuación 3.5. Para ello se recurre a un esquema de diferencias finitas centrado para la variable espacial y un esquema hacia delante para la variable temporal. De esta forma, las derivadas alrededor del nodo se expresan aproximadamente por las Ecuaciones 3.10 y 3.11.

$$\frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}(z_i, t_{n-1}) \approx \frac{T(z_{i+1}, t_{n-1}) - 2 \cdot T(z_i, t_{n-1}) + T(z_{i-1}, t_{n-1})}{\Delta z^2} \quad \text{Ec. 3.10}$$

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial T}{\partial t}(z_i, t_n) \approx \frac{T(z_i, t_n) - T(z_i, t_{n-1})}{\Delta t} \quad \text{Ec. 3.11}$$

Sustituyendo las Ecuaciones 3.10 y 3.11 en la Ecuación 3.5 y reordenando los términos se obtiene la Ecuación 3.12 para el cálculo de  $T(z_i, t_n)$ . Nótese que esta ecuación permite calcular el valor de la temperatura en un punto  $z_i$  en un instante  $t_n$  con tan solo los valores de la temperatura en el mismo punto  $z_i$  y sus adyacentes  $z_{i-1}$  y  $z_{i+1}$  en el instante de tiempo previo  $t_{n-1}$ . Gracias a ello, basta con conocer las condiciones de contorno del problema y la distribución de temperaturas en el instante anterior para obtener la temperatura en el instante actual.

$$T(z_i, t_n) = T(z_i, t_{n-1}) + \phi \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z} \cdot [T(z_{i+1}, t_{n-1}) - 2 \cdot T(z_i, t_{n-1}) + T(z_{i-1}, t_{n-1})] \quad \text{Ec. 3.12}$$

Por otro lado, para la interfase entre 2 materiales  $A$  y  $B$  se debe aplicar una condición de contorno en sus nodos comunes. Para ello se supone que las capas están en contacto perfecto y que, por lo tanto, la temperatura en un nodo común  $p$  es la misma para las dos capas. Esta condición se expresa según la Ecuación 3.13, donde los subíndices  $A$  y  $B$  indican las propiedades de los materiales  $A$  y  $B$ , respectivamente (Cengel y Ghajar, 2010).

$$k_A \cdot \frac{T(z_{p-1}, t_n) - T(z_p, t_n)}{\Delta z_A} + k_B \cdot \frac{T(z_{p+1}, t_n) - T(z_p, t_n)}{\Delta z_B} = 0 \quad \text{Ec. 3.13}$$

#### Esquema de diferencias finitas para el problema de humedad

Al igual que para el cálculo de la temperatura, las distribuciones de humedad relativa se obtienen con un esquema de diferencias finitas centrado para la variable espacial y un esquema hacia delante para la variable temporal. De esta forma, las derivadas de la Ecuación 3.7 pueden expresarse de forma aproximada por las Ecuaciones 3.14 a 3.17.

$$\frac{\partial D_h}{\partial z} = \frac{\partial D_h}{\partial z}(z_i, t_{n-1}) \approx \frac{D_h(z_{i+1}, t_{n-1}) - D_h(z_{i-1}, t_{n-1})}{2 \cdot \Delta z} \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$\frac{\partial HR}{\partial z} = \frac{\partial HR}{\partial z}(z_i, t_{n-1}) \approx \frac{HR(z_{i+1}, t_{n-1}) - HR(z_{i-1}, t_{n-1})}{2 \cdot \Delta z} \quad \text{Ec. 3.15}$$

$$\frac{\partial^2 HR}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 HR}{\partial z^2}(z_i, t_{n-1}) \approx \frac{HR(z_{i+1}, t_{n-1}) - 2 \cdot HR(z_i, t_{n-1}) + HR(z_{i-1}, t_{n-1})}{\Delta z^2} \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$\frac{\partial HR}{\partial t} = \frac{\partial HR}{\partial t}(z_i, t_n) \approx \frac{HR(z_i, t_n) - HR(z_i, t_{n-1})}{\Delta t} \quad \text{Ec. 3.17}$$

La Ecuación 3.18 para el cálculo aproximado de  $HR(z_i, t_n)$  se obtiene sustituyendo las Ecuaciones 3.14 a 3.17 en la Ecuación 3.7 y reordenando los términos. Con ella se obtiene la humedad relativa en un nodo  $(z_i, t_n)$  con tan solo los valores de la humedad y el coeficiente de difusión  $D_h$  en el mismo punto  $z_i$  y sus adyacentes  $z_{i-1}$  y  $z_{i+1}$  en el instante de tiempo anterior  $t_{n-1}$ . Por tanto, para obtener la humedad también basta con conocer las condiciones de contorno y la distribución de humedades en el instante  $t_{n-1}$  para predecir la temperatura en el instante  $t_n$ .



$$HR(z_i, t_n) = HR(z_i, t_{n-1}) + \Delta t \cdot \left[ \frac{(D_h(z_{i+1}, t_{n-1}) - D_h(z_{i-1}, t_{n-1})) \cdot (HR(z_{i+1}, t_{n-1}) - HR(z_{i-1}, t_{n-1}))}{\Delta z^2} + D_h(z_i, t_{n-1}) \cdot \frac{HR(z_{i+1}, t_{n-1}) - 2 \cdot HR(z_i, t_{n-1}) + HR(z_{i-1}, t_{n-1})}{\Delta z^2} \right] \quad \text{Ec. 3.18}$$

La condición de contorno a aplicar en el nodo común  $p_{AB}$  de la interfase entre dos capas  $A$  y  $B$  se expresa en la Ecuación 3.19. Como en el caso de la temperatura, esta condición se basa en la hipótesis de que el contacto entre las 2 capas es perfecto y que la humedad en dicho nodo es la misma cada una de ellas.

$$D_{h_A} \cdot \frac{HR(z_{p-1}, t_n) - HR(z_p, t_n)}{\Delta z_A} + D_{h_B} \cdot \frac{HR(z_{p+1}, t_n) - HR(z_p, t_n)}{\Delta z_B} = 0 \quad \text{Ec. 3.19}$$

### 3.5. CÁLCULO DE LOS DESPEGUES DE LAS INTERFASES DEBIDOS A LOS EFECTOS DE LA TEMPERATURA Y LA HUMEDAD

El despegue de la interfase entre dos capas de firme se produce cuando las tensiones actuantes sobre ella son superiores a su resistencia. Para optimizar el diseño de los pavimentos multicapa es importante conocer si se produce o no pérdida de adherencia entre las capas y acotar la región donde se puede producir.

Por ejemplo, en la Figura 3.7 se muestra la sección transversal de un firme de ancho  $l$  formado por 3 capas y 2 interfases denominadas  $I1$  e  $I2$ . En el lado interior las capas están completamente adheridas mientras que en el exterior están despegadas en unas longitudes  $l_{desp,1}$  y  $l_{desp,2}$ . Como las tensiones debidas a las cargas de tráfico son mayores en el lado exterior, es en esta zona donde más probablemente se produzca un fallo prematuro de los materiales.

Conociendo las longitudes despegadas  $l_{desp,1}$  y  $l_{desp,2}$  se podría conocer la región de la interfase afectada, de ser necesario, plantear tratamientos de mejora de la adherencia. Gracias a ello se podrían reducir sus espesores, aprovechar al máximo las prestaciones mecánicas de los materiales, proponer tratamientos de adherencia para mejorar la capacidad resistente de las interfases, etc.

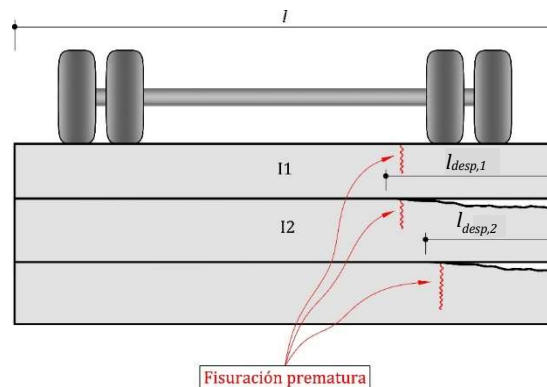


Figura 3.7 – Pérdida de adherencia en un firme multicapa.

### 3.5.1. Procedimiento de cálculo

Las tensiones rasantes en las interfases de las capas de firme provocadas por las condiciones ambientales varían constantemente a lo largo del tiempo. Para tener esto en cuenta el programa realiza un cálculo transitorio que permite hallar los rasantes más desfavorable durante un ciclo diario de 24 horas, ya que son los que pueden provocar el despegue más fácilmente. Este cálculo se realiza para cada una de las interfases de los firmes de los carriles de la calzada y de los firmes de los arcenes (si existen).

La Figura 3.8 muestra el proceso seguido para el cálculo de los despegues de las interfases de las capas. Las tensiones máximas que se producen en un ciclo diario ciclo son las que determinan la longitud despegada de cada interfase. Debe decirse que el instante  $t_n$  en que se produce el rasante más desfavorable en una de las interfases no tiene por qué coincidir con el instante más desfavorable para el resto de ellas.

Para una interfase  $k$ , el proceso de cálculo comienza suponiendo que en el instante inicial  $t_0$  la tensión rasante máxima absoluta  $\tau_{ad, max}^k$  (localizada en los bordes de las interfase) tiene valor nulo, es decir,  $\tau_{ad, max}^k = \tau_{adh, max}^k(t_0) = 0$ . A continuación se actualiza el instante de tiempo de cálculo ( $t_n = t_{n-1} + \Delta t$ ) y se determinan las distribuciones de temperatura  $T(t_n)$  y humedad  $H(t_n)$  para todos los nodos del firme en ese instante.

Con las distribuciones  $T(t_n)$  y  $H(t_n)$  se calcula de nuevo para la interfase  $k$  la tensión rasante máxima  $\tau_{ad, max}^k(t_n)$  para el instante  $t_n$ . Si el valor de  $\tau_{ad, max}^k(t_n)$  es superior al rasante máximo absoluto  $\tau_{adh, max}^k$  (esto es,  $\tau_{adh, max}^k(t_n) > \tau_{adh, max}^k$ ) entonces éste último se actualiza como  $\tau_{adh, max}^k = \tau_{ad, max}^k(t_n)$ .

Este procedimiento se realiza para todos los instantes de tiempo  $t_n$  hasta alcanzar el instante final de cálculo  $t_f$ . Una vez se llega a  $t_f$  se calcula la distribución del rasante más desfavorable en todo el ancho de la interfase ( $\tau_{adh}^k(x)$ ) a partir del valor  $\tau_{ad, max}^k$ . Finalmente, con  $\tau_{adh}^k(x)$  y la resistencia de la interfase se determinan los puntos en los que se pierde la adherencia y, por ende, la longitud de despegue.

### 3.5.2. Cálculo de los esfuerzos rasantes en las interfases

En este trabajo se propone una metodología simplificada para determinar las tensiones rasantes en las interfases de un firme multicapa producidas por las variaciones térmicas e higrométricas. Con ello se evita recurrir a un cálculo iterativo que tuviese en cuenta la interacción mutua entre las capas, el posible daño de las interfases más débiles y la consecuente redistribución de esfuerzos. De esta manera se reduce enormemente el procedimiento de cálculo y el coste computacional de la resolución del problema.

La metodología propuesta consiste en el uso de unas nuevas ecuaciones (Ecuaciones 3.20 a 3.26) para obtener la distribución de tensiones tangenciales rasantes. Esta ecuación se ha obtenido realizando una analogía con la teoría clásica de mezclas para fibras cortas (Jayatilaka, 1979; Kelly y Macmillan, 1986; Oller, 2003) y asumiendo que todas las capas se encuentran perfectamente adheridas entre sí. Esta analogía ha sido utilizada previamente para el cálculo de esfuerzos tangenciales en otro tipo de estructuras como pilares, recubrimientos de túneles y muros diafragma que están sometidas a un ataque sulfático externo (Ikumi et al., 2016).

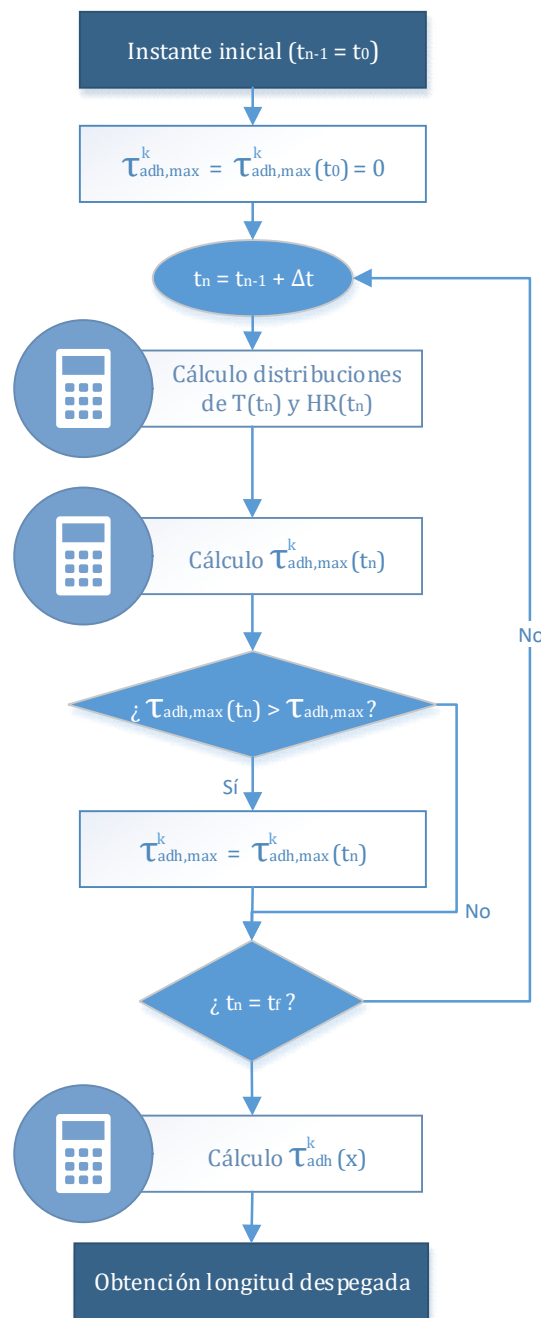


Figura 3.8 – Esquema de cálculo del despegue de las interfaces de un firme.

Imponiendo el equilibrio de esfuerzos y la compatibilidad de desplazamientos en las capas e interfaces del firme se obtiene la Ecuación 3.20 para el cálculo de la tensión tangencial en la  $k$ -ésima interfase de un firme de  $m$  capas y  $m - 1$  interfaces a una distancia  $x$  de su borde. Su valor absoluto máximo  $|\tau_{adh,max}^k|$  se obtiene en los bordes de la interfase ( $x = 0$  y  $x = l$ ) y se puede calcular con la Ecuación 3.21.

$$\tau_{adh}^k(x) = \beta_0^k \cdot \frac{E_0^k \cdot E_e^k \cdot (\overline{\Delta \varepsilon_e^k} - \overline{\Delta \varepsilon_0^k}) \cdot b_1^k \cdot P_1^k}{E_e^k \cdot b_1^k + E_0^k \cdot (2 \cdot H - P_1^k)} \cdot \frac{\sinh \left[ \beta_0^k \cdot \left( \frac{l}{2} - x \right) \right]}{\cosh \left( \beta_0^k \cdot \frac{l}{2} \right)} \quad \text{Ec. 3.20}$$

$$|\tau_{adh,max}^k| = \beta_0^k \cdot \frac{E_0^k \cdot E_e^k \cdot (\overline{\Delta\varepsilon_e^k} - \overline{\Delta\varepsilon_0^k}) \cdot b_1^k \cdot P_1^k}{E_e^k \cdot b_1^k + E_0^k \cdot (2 \cdot H - P_1^k)} \cdot \tanh\left(\beta_0^k \cdot \frac{l}{2}\right) \quad \text{Ec. 3.21}$$

$$E_e^k = \frac{\sum_{i=1}^k E_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^k h_i} \quad \text{Ec. 3.22}$$

$$E_0^k = \frac{\sum_{i=k+1}^m E_i \cdot h_i}{\sum_{i=k+1}^m h_i} \quad \text{Ec. 3.23}$$

$$G_e^k = \frac{\sum_{i=1}^k G_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^k h_i} \quad \text{Ec. 3.24}$$

$$G_0^k = \frac{\sum_{i=k+1}^m G_i \cdot h_i}{\sum_{i=k+1}^m h_i} \quad \text{Ec. 3.25}$$

$$\beta_0^k = \sqrt{\frac{G_0^k}{E_0^k \cdot (2 \cdot H - P_1^k) \cdot P_1^k}} \quad \text{Ec. 3.26}$$

Como muestra la Figura 3.9.a, los parámetros elásticos que aparecen en las Ecuaciones 3.20 y 3.21 con subíndice  $e$  corresponden a valores ponderados para las  $k$  capas por encima de la interfase  $k$ . Contrariamente, aquellos parámetros con subíndice  $0$  son valores correspondientes a las  $m - k$  capas por debajo de ella.

Las Ecuaciones 3.22 y 3.23 sirven respectivamente para obtener los módulos elásticos equivalentes  $E_e^k$  y  $E_0^k$ , respectivamente. En ellas los parámetros  $E_i$  y  $h_i$  son el módulo elástico y el espesor de la capa  $i$ . De la misma manera, las Ecuaciones 3.24 y 3.25 permiten calcular los módulos de cizalladura equivalentes  $G_e^k$  y  $G_0^k$  conociendo los módulos de cizalladura  $G_i$ .

Por otro lado, en las Ecuaciones 3.20 y 3.21 también aparecen los parámetros geométricos  $H$ ,  $b_1^k$  y  $P_1^k$ . El parámetro  $H$  es el espesor total del conjunto de  $m$  capas que forman la totalidad del firme. Mientras,  $b_1^k$  y  $P_1^k$  son respectivamente los espesores totales de los conjuntos de  $k$  y  $m - k$  capas por encima y por debajo de la interfase  $k$ . Además, en ambas ecuaciones también hay un parámetro  $\beta_0^k$  para las capas de debajo de la interfase y que se puede calcular con la Ecuación 3.26.

Finalmente, los parámetros  $\overline{\Delta\varepsilon_e^k}$  y  $\overline{\Delta\varepsilon_0^k}$  de las Ecuaciones 3.20 y 3.21 corresponden a las deformaciones libres medias de las capas por encima y por debajo de la interfase, respectivamente. Como muestra la Figura 3.9.b, si las fibras de las  $m$  capas se someten a unas distribuciones cualquiera de temperatura y humedad, éstas se deforman libremente ( $\Delta\varepsilon_{libre}^i(z)$ ) en ausencia tanto de interacción entre ellas como de esfuerzos rasantes (Figura 3.9.c). De esta forma, el valor medio de la deformación libre de las fibras de las  $k$  capas sobre la interfase puede definirse como  $\overline{\Delta\varepsilon_e^k}$ , mientras que en el caso de las  $m - k$  capas por debajo la deformación libre media vale  $\overline{\Delta\varepsilon_0^k}$  (Figura 3.9.d).

### 3.5.3. Cálculo de la longitud de los despegues

Determinar la longitud despegada de las interfases es trivial si se conocen la distribución de las tensiones rasantes más desfavorables ( $\tau_{ad}^k(x)$ ) y la resistencia última de cálculo ( $\tau_u^k$ ) de cada una de ellas. Tal y como indica la Ecuación 3.27, los puntos de coordenada  $x$  en los que se produce el despegue son aquellos donde la tensión  $\tau_{adh}^k(x)$  es superior a la resistencia  $\tau_u^k$ .

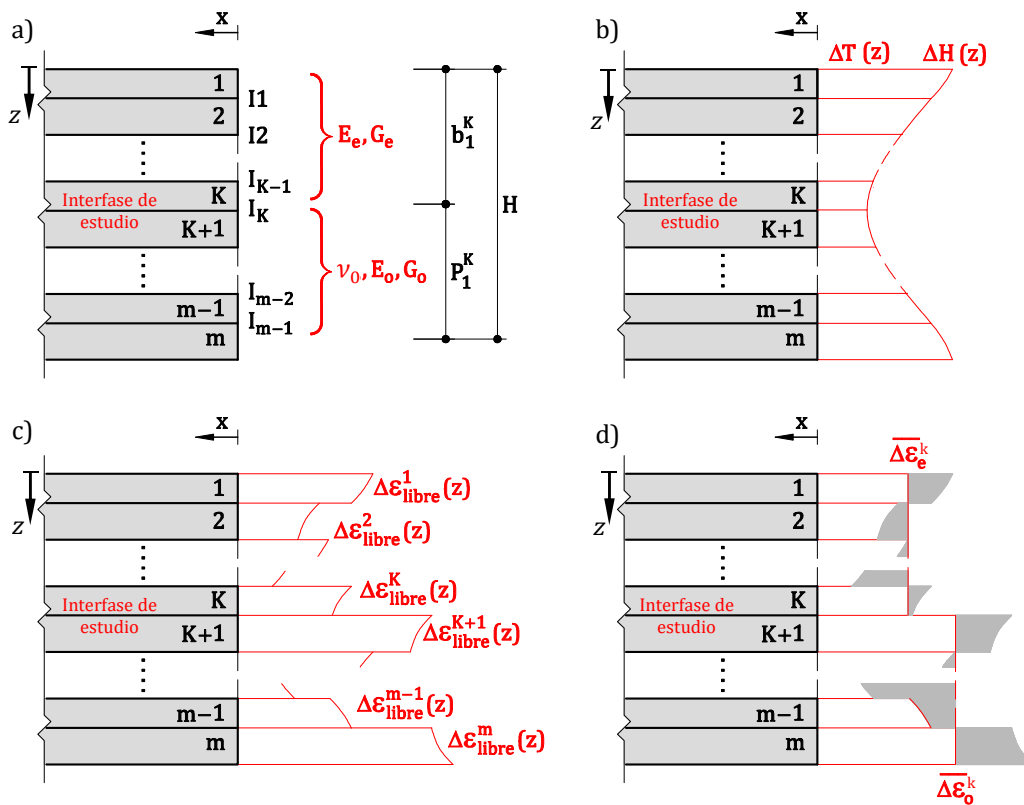


Figura 3.9 – Cálculo de las tensiones rasantes en las interfaces de un firme multicapa: parámetros geométricos y mecánicos de las capas (a), distribución de temperatura o humedad (b), deformaciones libres (c) y deformaciones medias (d).

$$\tau_{adh}^k(x) > \tau_u^k(x) \rightarrow \text{Despegue}$$

Ec. 3.27

A modo de ejemplo, en la Figura 3.10 aparece un firme bicapa de un arcén que se encuentra en un ambiente cuyas evoluciones térmicas e higrométricas diarias son  $\Delta T(t)$  y  $\Delta HR(t)$ . Como consecuencia de estas variaciones ambientales, en la interfase se generan unas tensiones rasantes cuya distribución más desfavorable a lo largo de un día es  $\tau_{adh}^1(x)$ , siendo  $\tau_{adh,max}^1$  su valor máximo. Puesto que en los bordes la tensión  $\tau_{adh}^1(x)$  es superior a la resistencia última de la interfase  $\tau_u^1$  (esto es,  $\tau_{adh}^1(x) > \tau_u^1$ ) se produce el despegue de las capas en una región de longitud  $l_{despegada}$ .

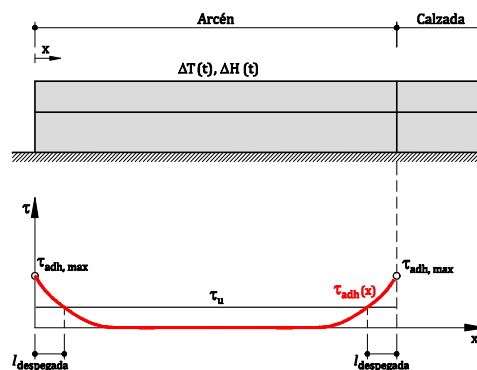


Figura 3.10 – Longitudes despegadas en la interfase de un firme bicapa.

### 3.6. ANÁLISIS TENSO-DEFORMACIONAL BAJO CARGAS DE TRÁFICO

#### 3.6.1. Carga tipo de cálculo

La Figura 3.11.a muestra la carga tipo de tráfico adoptada en el análisis termo-deformacional. Ésta corresponde a un eje simple de 13 toneladas de ruedas gemelas, con 2 ruedas en cada lado del eje y cuya presión de inflado y de contacto con el suelo es de 0,8 MPa. Este tipo de eje corresponde a la carga típica que se suele utilizar en España (Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez, 2003).

Como muestra la Figura 3.11.b, en el cálculo se consideran 2 de las ruedas, cuyas huellas circulares tienen 11,35 cm de diámetro y están separadas 14,80 cm. Para aplicar las ecuaciones de cálculo tenso-deformacional del programa, las cuales están desarrolladas para cargas circulares (Huang, 2004), la carga tipo se convierte a una carga circular equivalente. Para ello se asume que el área total de contacto es aproximadamente igual a la suma del área de contacto de las 2 ruedas y el área rectangular entre ruedas (PCA, 1966; Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez, 2003). De esta forma resulta una carga circular equivalente de 20,84 cm de radio ( $r_{eq}$ ) y 0,467 MPa de presión de contacto ( $p_{eq}$ ).

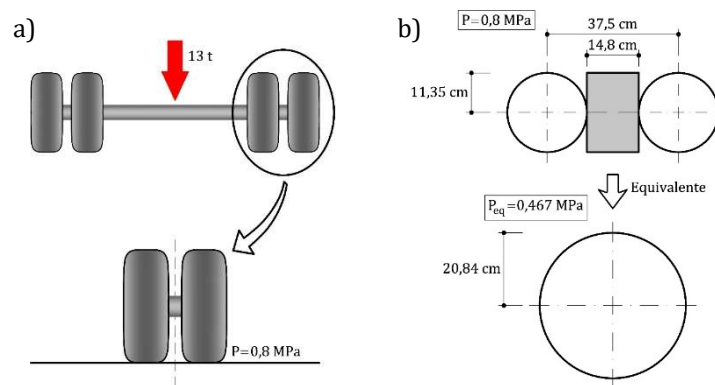


Figura 3.11 – Carga tipo de cálculo.

#### 3.6.2. Procedimiento de cálculo

Para la obtención de las tensiones y deformaciones en los materiales del firme se han adoptado diferentes metodologías de cálculo en función del número y la tipología de las capas que lo conforman. Con este objetivo, en el programa se han implementado diferentes modelos de respuesta cuyo uso es ampliamente extendido en el diseño y la comprobación de pavimentos. Con ello se ha evitado implementar un modelo general de cálculo multicapa que obligaría a utilizar farragosos métodos numéricos para realizar los cálculos. Estos métodos son:

- Método de Westergaard para firmes monocapas (MW1C).
- Método de Westergaard “equivalente” para firmes multicapas (MWEQ).
- Método “New Jersey” para *Ultra-Thin Whitetoppings* (MNJ).
- Método de los espesores equivalentes de Odemark (MEEQ).

El método de Westergaard para firmes monocapas (MW1C) fue originalmente deducido para obtener las tensiones y deformaciones en pavimentos de hormigón teniendo en cuenta diferentes posiciones de la carga de tráfico respecto a las losas. El método de Westergaard

“equivalente” (MWEQ) es una adaptación del método de Westergaard para firmes monocapas en la que se la sección de firme se transforma en una sección análoga equivalente.

El método “New Jersey” (MNJ) es una adaptación del método de Westergaard para pavimentos bicapa de tipo *Ultra-Thin Whitetopping*, los cuales consisten en una capa superior de hormigón adherida sobre una capa de mezcla bituminosa. En cuanto al método de los espesores equivalentes de Odemark (MEEO), este se utiliza para la obtención de forma sencilla las deformaciones verticales en las capas granulares como zahorras o la explanada del pavimento. Cada uno de estos métodos se explica con detalle en el Anejo 1.

Por otro lado, en la Figura 3.12 se muestra el esquema seguido para seleccionar el método de cálculo utilizado para determinar las tensiones y deformaciones en las capas de firme del pavimento. Para las capas del firme (exceptuando las zahorras) la selección del método depende del número de capas y de su material. Cabe decir que si el firme se apoya sobre una capa de zahorra, ésta se tiene únicamente en cuenta como capa de apoyo. De esta forma, el número de capas considerado para seleccionar el método de cálculo será igual al número total de capas de firme menos la de zahorra.

Cuando el firme sólo tiene una capa se utiliza el método de Westergaard (MW1C). En caso de que la capa sea de hormigón se realiza el cálculo con la posición de la carga de tráfico en la esquina, el borde y el interior de la losa. Por el contrario, si la capa es de asfalto únicamente se utiliza las ecuaciones para carga interior.

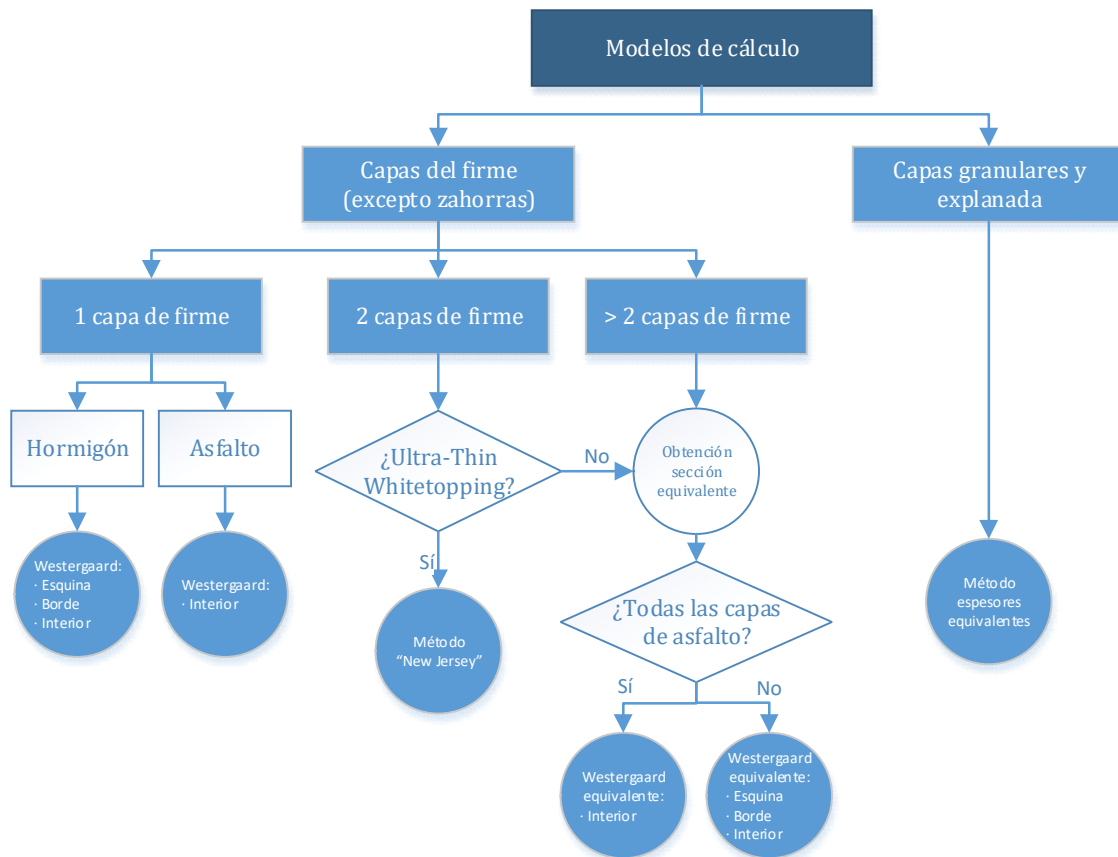


Figura 3.12 – Esquema de selección del método de cálculo de las tensiones y deformaciones debidas a las cargas de tráfico.

Cuando el firme tiene 2 capas y es un *Ultra-Thin Whitetopping* se aplica el método “New Jersey” (MNJ). En caso de que tenga 2 o más capas y no sea un *Ultra-Thin Whitetopping* se calcula una sección equivalente de material homogéneo para aplicar las ecuaciones utilizadas para los firmes monocapa. De esta forma, si todas las capas son de asfalto, el método de Westergaard “equivalente” para firmes multicapas (MWEQ) sólo considerará la posición interior de la carga. Mientras, si alguna de las capas no es de asfalto el cálculo se hace para las 3 posiciones de carga (esquina, borde e interior). Finalmente, en el caso de las capas granulares como las zahorras y la explanada, las deformaciones se calculan con el método de los espesores equivalentes de Odemark (MEEO).

### 3.6.3. Consideración de la longitud despegada en el cálculo de las tensiones y deformaciones

Como se ha explicado en el Apartado 3.5, los firmes multicapa son susceptibles de sufrir pérdida de adherencia en sus interfases. De ser así, ésta debe tenerse en cuenta en el cálculo de las tensiones y deformaciones de los materiales producidas por las cargas de tráfico.

El proceso seguido para tener en cuenta la influencia de la pérdida de adherencia consiste en ponderar los resultados considerando adherencia perfecta y sin adherencia en función de la proporción de longitud despegada de las interfases. Para calcular las tensiones y deformaciones con adherencia se utilizan los métodos de Westergaard “equivalente” (MWEQ) o “New Jersey” (MNJ) en función del tipo de firme.

En el caso de los cálculos tenso-deformacionales sin adherencia entre capas, tal y como muestra la Figura 3.13, se supone que el momento actuante sobre la sección completa con adherencia perfecta ( $M_{eq}$ ) se distribuiría en cada capa proporcionalmente a las rigideces de éstas. De esta forma, en cada capa  $i$  actuaría un momento  $M_i$  cuyo valor se calcula con la Ecuación 3.28, siendo  $D_i$  la rigidez de la capa.

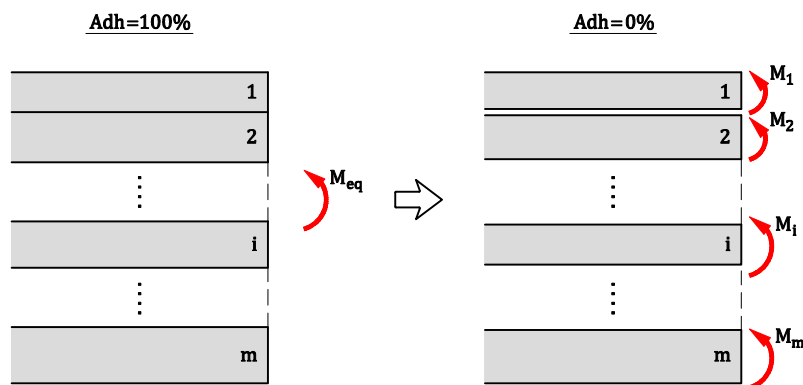


Figura 3.13 – Distribución de momento por capas de firme.

El valor de  $M_{eq}$  depende del método de cálculo utilizado. Para el caso de Westergaard “equivalente” (MWEQ) se tendría un valor de  $M_{eq}$  para cada una de las posiciones de carga. Mientras, para el método de “New Jersey” para *whitetoppings* (MNJ) se tendrían 2 valores de  $M_{eq}$  cada uno de ellos asociado a la tensión más desfavorable en el hormigón ( $\sigma_{t,horm}$ ) o en el asfalto ( $\sigma_{t,asf}$ ).

$$M_i = M_{eq} \cdot \frac{D_i}{\sum_{i=1}^n D_i} \quad \text{Ec. 3.28}$$



Finalmente y como aparece en la Figura 3.14, las tensiones en la capa  $i$  con adherencia parcial en las interfases ( $\sigma_{\alpha}^i$ ) pueden obtenerse con la Ecuación 3.29. Las tensiones  $\sigma_{100}^i$  son las obtenidas con adherencia completa y asociadas a los momentos  $M_{eq}$ . En cuanto a las tensiones  $\sigma_0^i$ , se trata de las que se tienen sin adherencia al aplicar a cada capa el momento  $M_i$ .

El parámetro  $\alpha_{adh}$  utilizado para interpolar linealmente las tensiones es igual la proporción de la longitud de la interfase que no está despegada con respecto a la longitud total. Es decir, si una interfase de ancho  $L$  está despegada en una longitud  $l_{desp}$  se cumple que  $\alpha_{adh} = 1 - l_{desp}/L$ . De esta forma, si la adherencia es completa ( $\alpha_{adh} = 1$ ) o nula ( $\alpha_{adh} = 0$ ) las tensiones corresponden a  $\sigma_{100}^i$  y  $\sigma_0^i$ , respectivamente.

$$\sigma_{\alpha}^i(z) = \alpha_{adh} \cdot \sigma_{100}^i(z) + (1 - \alpha_{adh}) \cdot \sigma_0^i(z) \quad \text{Ec. 3.29}$$

### 3.7. ANÁLISIS DE FATIGA POR LAS CARGAS DE TRÁFICO

#### 3.7.1. Parámetros críticos y leyes de comportamiento

El comportamiento a fatiga del firme de los carriles de la calzada ante las cargas de tráfico se analiza mediante las leyes de comportamiento de los materiales. Estas leyes modelizan el deterioro de los materiales en términos del número y magnitud de los ciclos de tensiones o deformaciones críticas a los que se ven sometidos.

Las leyes de comportamiento de los materiales corresponden a las dos formas clásicas de deterioro que se suelen considerar en el diseño y la comprobación de firmes. El primer tipo de deterioro es el agotamiento estructural y ocurre en las mezclas bituminosas, los hormigones y las capas estabilizadas con cemento. El segundo tipo responde al exceso de deformación permanente esta se da en las capas granulares y explanadas no estabilizadas (Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez, 2003).

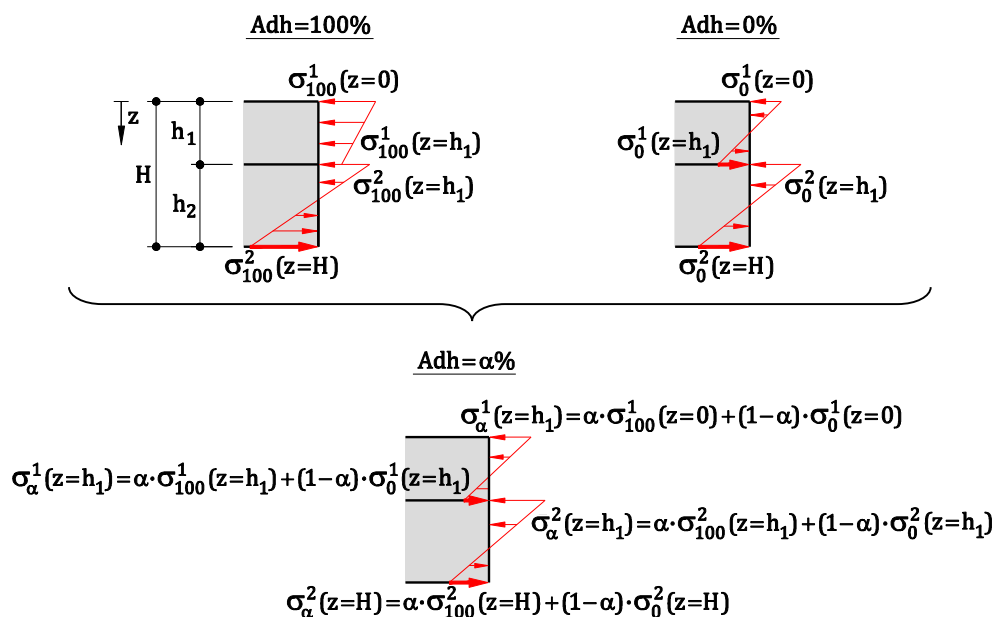


Figura 3.14 – Obtención de las tensiones con adherencia parcial en las interfases.

El programa incluye leyes generales de deterioro como las de la Tabla 2.2 (ver Apartado 2.4.2 del Capítulo 2). El programa desarrollado ofrece al usuario la posibilidad de introducir valores personalizados de los parámetros de calibración de las leyes de deterioro. Además, también incluye valores para los distintos materiales procedentes de la Norma 6.1-IC (Ministerio de Fomento, 2003), recomendados por el CEDEX o el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez, 2003).

Por otro lado y como muestra la Figura 3.15, las tensiones y deformaciones a introducir en las leyes de comportamiento deben ser aquellas correspondientes a las localizaciones críticas en las capas de materiales. En las mezclas bituminosas, el parámetro crítico es la deformación radial de tracción cuyo valor máximo suele producirse en su fibra inferior. Para el hormigón y las capas tratadas con cemento la comprobación se debe realizar con la tensión de tracción radial máxima. Respecto a las capas granulares y las explanadas sin estabilizar, la condición crítica es la deformación vertical de compresión en su superficie.

### 3.7.2. Cálculo del nivel de daño y de la vida útil de las capas

Para cada capa  $i$  del firme se puede calcular un nivel de daño  $ND_i$  y una vida útil esperada  $VU_i$  en función del Tráfico de Proyecto (TP) y del periodo de proyecto del firme (PP). El nivel de daño  $ND_i$  (Ecuación 3.30) corresponde a la relación entre el número de ejes equivalentes de 13 toneladas solicitados a lo largo del periodo de proyecto (y que se corresponde con TP) y el número de ejes que puede resistir la capa hasta su fallo por fatiga.

Por otro lado, la vida útil de las capas ( $VU_i$ ) se entiende como el número de años que resistiría la capa  $i$  si cada año circulase sobre la carretera el promedio de vehículos pesados del tráfico de proyecto (esto es, el cociente entre TP y  $VU_i$ ). Su valor se puede calcular según la Ecuación 3.31. Conociendo  $VU_i$  de cada capa es posible detectar las capas que agotan a menor y a mayor edad, de forma que se facilita la optimización de los espesores, la selección de los materiales y los tratamientos de adherencia.

$$ND_i = \frac{TP}{N_i} \leq 1 \quad \text{Ec. 3.30}$$

$$VU_i = \frac{PP}{ND_i} \quad \text{Ec. 3.31}$$

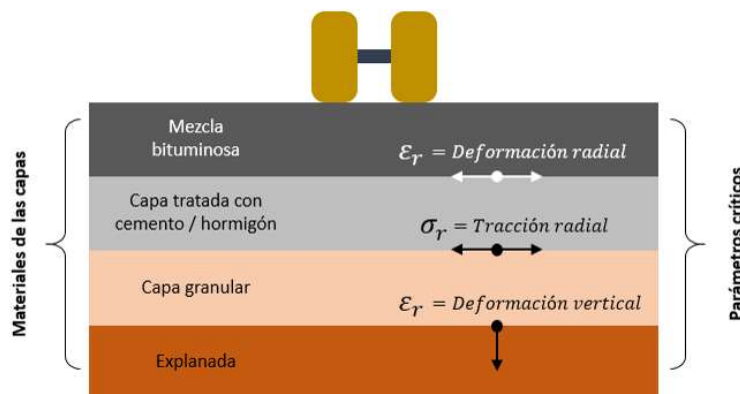


Figura 3.15 – Parámetros críticos para el cálculo de fatiga de los materiales.

### 3.8. VALIDACIÓN DEL PROGRAMA

La validación del programa se ha hecho calculando las tensiones y deformaciones producidas por las solicitaciones de tráfico en 17 de las secciones de firme que aparecen en la Norma 6.1-IC (Ministerio de Fomento, 2003). Para ello se comparan las tensiones y/o deformaciones en las capas de materiales de los 17 firmes que calcularon Kraemer y Albelda (2004) con los valores obtenidos en el programa aquí presentado.

Kraemer y Albelda (2004) utilizan 3 modelos de cálculo diferentes para obtener las tensiones y/o deformaciones en función de los materiales del firme y de la categoría del tráfico. En el caso de los firmes de hormigón utiliza la Guía del Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC, 1994) cuando el tráfico es de categoría T00 a T2 y el método AASHTO (1993) para las categorías de tráfico T31 y T32. Cuando se trata de un firme con mezclas bituminosas los autores recurren a un modelo multicapa basado en la teoría de Burmister (Burmister et al., 1944; Burmister, 1945).

De las 17 secciones analizadas, 13 corresponden a firmes rígidos de hormigón, 2 a firmes semiflexibles de mezcla bituminosa sobre zahorra artificial y los otros 2 son firmes semirrígidos de mezcla bituminosa sobre suelocemento. Además, dentro de los 13 firmes rígidos, 7 de ellos están formados por 2 capas de hormigón sobre la explanada, otros 5 por 1 capa de hormigón sobre zahorras y 1 por una única capa de hormigón sobre la explanada.

#### Metodología seguida

La contrastación de resultados obtenidos con el programa frente a Kraemer y Albelda (2004) se hace en función del tipo de firme y de los materiales utilizados. Las tensiones y deformaciones que se estudian en cada caso corresponden a los parámetros críticos en los cuales se produce la fatiga de los materiales (ver Apartado 3.7.1), los cuales son:

- Firmes rígidos
 

{	1 capa de hormigón	→	$\sigma_r$ fibra inferior hormigón
}	2 capas de hormigón	→	$\sigma_r$ fibra inferior capa inferior hormigón
  
- Firmes semiflexibles →  $\varepsilon_r$  fibra inferior mezcla bituminosa
  
- Firmes semirrígidos →
 

{	$\varepsilon_r$ fibra inferior mezcla bituminosa
}	$\sigma_r$ fibra inferior hormigón suelocemento

En los firmes rígidos se contrasta la tensión en la dirección radial ( $\sigma_r$ ) de la fibra inferior del hormigón. Si el firme dispone únicamente de 1 capa de hormigón, entonces la tensión de análisis es la de esa capa. Si por el contrario, dispone de 2 capas, se toma el valor de  $\sigma_r$  de la capa inferior. Por otro lado, en el caso de los firmes semiflexibles y semirrígidos se comparan las deformaciones radiales en la fibra inferior de la mezcla bituminosa. Además, en los semirrígidos también se contrasta la tensión radial en la fibra inferior de la capa de suelocemento.

#### Validación para los firmes rígidos

En la Tabla 3.3 se muestran los valores de los parámetros mecánicos de los hormigones utilizados en el programa para el cálculo de las tensiones radiales en los firmes rígidos. Estos valores

corresponden a los utilizados en la Norma 6.1-IC (Ministerio de Fomento, 2003) y que también fueron utilizados por Kraemer y Albelda (2004) a excepción de la resistencia a flexotracción  $R_{FT}$  del hormigón magro vibrado, la cual se ha considerado igual a 3,3 MPa (valor sugerido por Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez (2003)).

*Tabla 3.3 – Propiedades mecánicas y parámetros de las leyes de fatiga de los hormigones.*

Material	Módulo elástico E (MPa)	Coef. Poisson $\nu$ (-)	Resis. Flexotracción $R_{FT}$ (MPa)	Pendiente ley de deterioro $A_p$
Hormigón de firme (HF)	32.000	0,20	4,5	0,065
Hormigón magro vibrado (HMV)	25.000	0,20	3,3	0,065

En cuanto a las tensiones calculadas por Kraemer y Albelda (2004), los valores han sido obtenidos de forma indirecta, ya que éstos no aparecen en el trabajo original. Para ello se ha convertido el número de cargas máximas que pueden resistir los materiales debidas al efecto de la fatiga y se han convertido a la tensión asociada aplicando la ley de deterioro de los materiales.

Puesto que las leyes de deterioro no aparecen explícitamente en el trabajo de Kraemer y Albelda (2004), se ha aplicado la ley general de comportamiento del hormigón (ver Tabla 3.3). El valor asumido de la pendiente de la recta logarítmica ( $A_p$ ) es el mismo para ambos hormigones y también aparece en la Tabla 3.3. Este valor de  $A_p$  está dentro del rango de los que se proponen en diferentes normas o estudios relacionados con el análisis del comportamiento de firmes (Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez, 2003).

La Tabla 3.4 muestra los resultados de las tensiones radiales obtenidas para los firmes rígidos de hormigón con el programa desarrollado ( $\sigma_{r,h,p}$ ) y con la aplicación de las leyes de fatiga en los resultados de Kraemer y Albelda ( $\sigma_{r,h,KA}$ ). También se incluye el error porcentual cometido por el programa ( $\Delta\sigma_{r,h}$ ) en el cálculo de las tensiones en comparación con los valores de referencia. Además, para cada uno de los códigos de la sección (según la Norma 6.1-IC (Ministerio de Fomento, 2003)) se muestra el método de cálculo de referencia, el número de capas de hormigón que la forman y si éstas se apoyan directamente sobre la explanada o se dispone también una capa de zahorra artificial como apoyo.

En el caso de las secciones compuestas por 2 capas de hormigón (hormigón de firme HF sobre hormigón magro vibrado HMV), la tensión radial  $\sigma_{r,h,p}$  se ha calculado en todos los casos en la fibra inferior de la capa de apoyo de HMV y asumiendo que no hay adherencia entre las capas. Para estos casos, los valores de  $\sigma_{r,h,p}$  están en el rango de los 1,34 MPa a los 1,74 MPa. Además, el error porcentual máximo (en valor absoluto) cometido con respecto a las  $\sigma_{r,h,KA}$  de referencia es del 13,63%, aunque en los otros 6 firmes de HF y HMV el error es inferior al 7%.

Con lo que respecta a las secciones de 1 única capa de hormigón, ya sea sobre zahorra o apoyada sobre la explanada, la precisión de los resultados ha sido algo inferior. En estas 6 secciones las tensiones  $\sigma_{r,h,p}$  toman valores entre 3,32 y 3,70 MPa, lo que significa que todas las secciones romperían por el hormigón. Por el contrario, los valores de  $\sigma_{r,h,KA}$  están en el rango de los 2,56 a los 2,69 MPa, o lo que es lo mismo, son en promedio un 32,3% inferiores que las calculadas con el programa que se presenta. Sin embargo, entre los resultados de  $\sigma_{r,h,p}$  y los de  $\sigma_{r,h,KA}$ , se observa que en ambos casos los resultados son muy homogéneos y que siguen las mismas tendencias (si se ordenan

las secciones de menor a mayor tensión radial, el orden de ellas es el mismo tanto para  $\sigma_{r,h,P}$  como para  $\sigma_{r,h,KA}$ .

Tabla 3.4 – Validación de las tensiones ante cargas de tráfico en firmes rígidos.

Código sección	Método de cálculo de referencia	Nº capas hormigón	Apoyo	$\sigma_{r,h,P}$ (MPa)	$\sigma_{r,h,KA}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{r,h}$ (%)
0034				1,34	1,35	-0,71
034				1,47	1,38	6,31
124				1,39	1,49	-6,80
134	Guía LCPC	2	Explanada	1,34	1,35	-0,71
214				1,74	1,67	4,01
224				1,67	1,58	5,85
234				1,61	1,42	13,63
3114				3,70	2,69	37,37
3124				3,48	2,64	31,86
3134	AASHTO	1	Zahorra	3,32	2,56	29,55
3214				3,70	2,72	35,94
3224				3,48	2,67	30,32
3234			Explanada	3,32	2,58	28,74

De acuerdo con estos resultados se puede decir que el programa ajusta con elevada precisión los valores de las tensiones en la capa inferior de HMV de los firmes construidos con 2 capas de hormigón y calculados con el método de la Guía del LCPC (LCPC, 1994). Por otro lado, la precisión es inferior cuando el cálculo se trata de 1 sola capa de HF, obteniendo valores aproximadamente un tercio más grandes que los utilizados como referencia y que fueron obtenidos con el método AASHTO (1993).

De todos modos, hay que tener en cuenta que los valores de las tensiones  $\sigma_{r,h,KA}$  han sido obtenidos de forma indirecta mediante las leyes de deterioro de los hormigones, las cuales no son ofrecidas por Kraemer y Albelda. Si se modificasen los parámetros  $R_{FT}$  y  $A_P$  de calibración de las leyes por otros valores, las  $\sigma_{r,h,KA}$  cambiaría, con la consecuente influencia en la precisión  $\Delta\sigma_{r,h}$ . Por lo tanto, lo que debe destacarse del programa desarrollado es que los resultados para firmes rígidos son del mismo orden que los obtenidos con la Guía del LCPC (LCPC, 1994) y el método AASHTO (1993) y la tendencia de los resultados es muy similar.

#### Validación para firmes semiflexibles y semirrígidos

Aunque en la Norma 6.1-IC (Ministerio de Fomento, 2003) las secciones de firmes semiflexibles y semirrígidos deben disponer de 3 capas de mezcla bituminosa (rodadura, intermedia y base), las validaciones se han hecho asumiendo una única capa homogénea y cuyo espesor es la suma de las 3. Esto se debe a que los espesores de cada una de ellas no eran conocidos por dos motivos.

El primero de ellos es que la Norma 6.1-IC proporciona el espesor total que debe tener el paquete de capas, aunque da cierta libertad para elegir el espesor de cada una de ellas. El otro motivo

es que Kraemer y Albelda (2004) tampoco explicitan los espesores de las capas bituminosas que han asumido ellos en los cálculos.

Además, hay que tener en cuenta que las capas de mezcla bituminosa suelen estar adheridas, por lo que su comportamiento mecánico es monolítico. En consecuencia, resulta razonable simular las capas de firme bituminoso como una única capa con propiedades mecánicas típicas de este tipo de materiales.

La Tabla 3.5 muestra las propiedades mecánicas utilizadas para el cálculo de las tensiones o deformaciones radiales en las capas de mezcla bituminosa y suelocemento. Para el material bituminoso se han asumido parámetros constitutivos dentro del rango de que se emplean en la Norma 6.1-IC para este tipo de materiales. En cuanto al suelocemento, los valores seleccionados son también los que utiliza esta norma.

En la Tabla 3.6 se pueden ver, para las 4 secciones de firme analizadas, las deformaciones ( $\epsilon_{r,a,P}$ ) y tensiones ( $\sigma_{r,sc,P}$ ) obtenidas con el programa en la fibra inferior de las capas de mezcla bituminosa y de suelocemento, respectivamente. Además, también se presentan los valores de ambos parámetros obtenidos por Kraemer y Albelda ( $\epsilon_{r,a,KA}$  y  $\sigma_{r,sc,KA}$ ) con el método de Burmister (Burmister et al., 1944; Burmister, 1945) y los errores porcentuales cometidos con el programa ( $\Delta\epsilon_{r,a}$  y  $\Delta\sigma_{r,sc}$ ). En los casos en que hay una capa de suelocemento, los cálculos se han realizado considerando que existe adherencia completa entre él y la capa bituminosa.

Los resultados de las deformaciones radiales en los firmes semiflexibles apoyados sobre zahorra (secciones 121 y 131) que se han obtenido con el programa ( $\epsilon_{r,a,P}$ ) son del mismo orden que las obtenidas con la metodología de Burmister. El diferente nivel de precisión obtenida con la sección 121 ( $\Delta\epsilon_{r,a} = 1,13\%$ ) y la sección 131 ( $\Delta\epsilon_{r,a} = 37,46\%$ ) podría explicarse porque los parámetros elásticos utilizados en la mezcla bituminosa (especialmente el módulo elástico) podrían diferir de los que utilizaron Kraemer y Albelda.

Tabla 3.5 – Propiedades mecánicas de la mezcla bituminosa y el suelocemento.

Material	Módulo elástico E (MPa)	Coef. Poisson $\nu$ (-)
Mezcla bituminosa (MB)	6.000	0,33
Suelocemento (SC)	8.000	0,25

Tabla 3.6 – Validación de las tensiones ante cargas de tráfico en firmes semiflexibles y semirrígidos.

Código sección	Apoyo	Def. radial mezcla bituminosa ( $\times 10^{-6}$ )			Tensión radial suelocemento (MPa)		
		$\epsilon_{r,a,P}$	$\epsilon_{r,a,KA}$	$\Delta\epsilon_{r,a}$ (%)	$\sigma_{r,sc,P}$	$\sigma_{r,sc,KA}$	$\Delta\sigma_{r,sc}$ (%)
121	Zahorra	76,96	76,10	1,13	-	-	-
122	Suelocemento	-6,45	-0,38	1600,89	0,41	0,37	10,81
131	Zahorra	98,43	71,60	37,46	-	-	-
132	Suelocemento	-4,66	-0,358	1201,44	0,48	0,36	35,35

En cuanto a las secciones semirrígidas (122 y 132), la deformación radial en las mezclas bituminosas obtenidas por ambos métodos corresponden a valores muy pequeños ( $< 7 \mu\text{m/m}$ ). Teniendo en cuenta que la deformación última que provoca el fallo de las capas bituminosas ante una carga estática es del orden de  $7.000 \mu\text{m/m}$  (Ruiz Rubio y Jofré Ibáñez, 2003), se puede afirmar que

los valores de  $\varepsilon_{r,a,P}$  y  $\varepsilon_{r,a,KA}$  son muy bajos en comparación con éste. Es por ello que una ligera variación en los resultados hace que el error porcentual  $\Delta\varepsilon_{r,a}$  en estas 2 secciones sea tan elevado.

Por otro lado, en lo relativo a las tensiones radiales en la fibra inferior de los suelocementos, también se han obtenido con el programa valores de  $\sigma_{r,sc,P}$  del mismo orden de magnitud que los  $\sigma_{r,sc,P}$   $\sigma_{r,sc,KA}$  calculados con el método de Burmister. Los errores porcentuales  $\Delta\sigma_{r,sc}$  cometidos también podrían ser debidos a los parámetros elásticos de la mezcla bituminosa, ya que afectan al comportamiento conjunto de las capas del firme.

### 3.9. CONCLUSIONES

En el presente Capítulo 0 se ha desarrollado un programa de cálculo lineal para el diseño y la comprobación estructural de firmes multicapa y el cual tiene en cuenta la pérdida de adherencia en las interfaces por efectos de las condiciones ambientales y su influencia sobre el comportamiento ante las acciones del tráfico. Del trabajo realizado se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Se ha desarrollado un esquema global de cálculo capaz de acoplar los diferentes problemas que el programa tiene en cuenta en la comprobación resistente de los pavimentos multicapa. El esquema establece el orden en que deben resolverse estos problemas (distribuciones de temperatura y humedad en los materiales, tensiones rasantes en las interfaces, despegues de las capas, tensiones y deformaciones debidas a las cargas de tráfico y comprobación a fatiga) así como la interrelación entre ellos. Además, el esquema también permite definir los datos de entrada del programa a partir del conocimiento de los parámetros físicos y mecánicos que intervienen en los cálculos.
- Para obtener las distribuciones de temperatura y humedad a lo largo del tiempo en las capas de firmes del firme de la calzada y las de los arcenes, se han implementado unos esquemas de diferencias finitas unidimensionales. Éstos resuelven transitoriamente la ecuación de Fourier y la segunda ley de Fick, las cuales modelan respectivamente el comportamiento térmico e higrométrico de los medios continuos en contacto con el ambiente.
- La obtención de las tensiones rasantes en las interfaces de las capas de firme debidas a los efectos de la temperatura y la humedad se realiza mediante unas nuevas ecuaciones propuestas en este trabajo (Ecuaciones 3.20 a 3.26). Éstas se basan en la teoría clásica de mezclas para fibras cotas y asumen que todas las capas se encuentran perfectamente adheridas entre sí.
- La delimitación de las regiones en las que las interfaces se despegan se hace teniendo en cuenta la envolvente de tensiones rasantes más desfavorables a lo largo de un día. Se asume que una interfase pierde la adherencia en un punto cuando el rasante máximo diario en ese punto (debido a los efectos ambientales) es superior a la resistencia de dicha interfase.
- Las tensiones y deformaciones en las capas de materiales de los firmes se calculan teniendo en cuenta los posibles despegues de las interfaces y asumiendo una carga equivalente correspondiente a un eje simple de 13 toneladas. En una primera fase las tensiones se obtienen asumiendo tanto un 0% como un 100% de adherencia en todas las interfaces. Para su obtención se han implementado diferentes ecuaciones analíticas que se utilizan en función del tipo de materiales del firme. Tras ello se obtienen las tensiones en las capas considerando la pérdida de adherencia y mediante una relación lineal entre las tensiones

con 0% y 100% de adherencia. Esta relación lineal se define por la proporción de longitud despegada en cada interfase con respecto a su longitud total.

- Mientras que en los firmes de los arcenes la comprobación estructural se hace para una única aplicación de la carga de tráfico, para el firme de los carriles se hace una comprobación a fatiga que considera el tráfico equivalente de proyecto. Ambas comprobaciones se hacen en los puntos más críticos de cada capa y en función de su material. Además, el programa muestra el nivel de daño al final del periodo de proyecto y la vida útil potencial tanto de cada una de las capas como del conjunto del firme de los carriles.
- Para validar el programa se han analizado 17 secciones estructurales de firme (13 de hormigón y 4 con mezcla bituminosa) de las que se proponen en la Norma 6.-IC (Ministerio de Fomento, 2003). Los resultados se han comparado con los obtenidos por Kraemer y Albelda (2004) utilizando la Guía del LCPC (LCPC, 1994), el método AASHTO (1993) y la teoría de Burmister (Burmister et al., 1944; Burmister, 1945).
- En los pavimentos rígidos, el error máximo obtenido (en valor absoluto) en las tensiones de los firmes de 2 capas de hormigón es del 13,63%. En este caso, las tensiones de referencia se obtuvieron con la Guía del LCPC (LCPC, 1994), lo que indica que el programa desarrollado proporciona resultados muy similares a esta Guía. Mientras, para los firmes de 1 capa de hormigón, las tensiones obtenidas son, en promedio, un 32,3% superiores a las de referencia (calculadas con el método AASHTO (1993)). Este error podría explicarse porque las tensiones se han determinado de forma indirecta a partir de una ley de deterioro del hormigón genérica, ya que Kraemer y Albelda (2004) no ofrecen la que ellos utilizaron. Utilizar una ley diferente modificaría los resultados e incluso podría reducir significativamente el error cometido.
- En los firmes con mezcla bituminosa los resultados se han comparado en términos de deformaciones radiales. En las secciones semiflexibles, las deformaciones de las mezclas bituminosas son del mismo orden que las obtenidas con la teoría de Burmister (Burmister et al., 1944; Burmister, 1945), con un error máximo del 37,46%, que podría explicarse porque los parámetros elásticos de la mezcla bituminosa posiblemente difieren de los utilizados por Kraemer y Albelda (2004). En las secciones semirrígidas, el error en las deformaciones de las mezclas bituminosas es muy grande (superior al 1.000%) ya que las deformaciones son muy pequeñas ( $< 7 \mu\text{m}/\text{m}$ ) y cualquier variación en los resultados hace que el error porcentual sea muy elevado. Por otro lado, las deformaciones en los suelocementos son del mismo orden de magnitud a las de referencia y el error podría explicarse también por utilizar parámetros elásticos diferentes a los de Kraemer y Albelda (2004).



## 4. ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA ADHERENCIA EN REFUERZOS DE HAAR

### 4.1. INTRODUCCIÓN

En los Capítulos 2 y 3 se ha enfatizado la importancia de la adherencia en el comportamiento y cálculo estructural de los *whitetoppings* y los *overlays*. En el Capítulo 2 se ha visto que si hay adherencia las capas trabajan monolíticamente y las cargas pueden ser resistidas con un menor espesor de hormigón de reparación. Así mismo, en el Capítulo 3 se ha mostrado cómo la resistencia de las interfases influye en el despegue de las capas, la consecuente redistribución de esfuerzos y la reducción de la vida útil del pavimento.

La adherencia entre las capas depende fundamentalmente de los materiales de éstas y del tratamiento aplicado en sus interfases. En la actualidad, las técnicas más utilizadas para proporcionar adherencia en los *whitetoppings* y los *overlays* se basan en el aumento de rugosidad de sus interfases. Sin embargo, existen otras alternativas focalizadas en las propiedades del hormigón de reparación en estado fresco que tratan de aprovechar su fluidez para optimizar la adherencia con otro hormigón o un aglomerado asfáltico. A pesar de ello, apenas hay estudios en la literatura técnica que estudien este tipo de alternativas.

En este sentido, resulta de interés analizar el uso del Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (de ahora en adelante, HAAR) como material de reparación de firmes. Su consistencia le permite adaptarse mejor a las irregularidades de la superficie del material a reparar, lo que incrementa su imbricación con éste. Asimismo, el mayor contenido de cemento respecto a los hormigones convencionales puede aumentar la adherencia química en la interfase. En vista a ello, en

este capítulo se realiza una campaña experimental para estudiar la resistencia prefisuración de la interfase de los *whitetoppings* y los *overlays* construidos con HAAR.

#### 4.1.1. Objetivos

En las siguientes secciones se presentan las bases teóricas para la mejora de la resistencia mecánica de la interfase entre dos capas de firme. Además, también se describe una campaña experimental de caracterización de la resistencia ante esfuerzos de tracción “pura”, de corte “puro” y combinación de compresión y corte de 8 tratamientos de adherencia, los cuales han sido aplicados en las interfases de *whitetoppings* y *overlays* construidos con HAAR. Los objetivos específicos que se pretenden alcanzar en este capítulo son:

- Explicar las bases teóricas que explican cómo mejorar la resistencia de una interfase, focalizándose especialmente en la componente prefisuración.
- Mostrar las posibilidades que ofrece el HAAR para mejorar la resistencia prefisuración.
- Conocer el tipo de comportamiento (dúctil, frágil u otro) que presentan los tratamientos de adherencia de las interfases ante los 3 tipos de esfuerzos.
- Determinar tanto para los *whitetoppings* como para los *overlays* los tratamientos de adherencia que presentan un mejor comportamiento mecánico global bajo los 3 esfuerzos.

#### 4.2. BASES TEÓRICAS PARA LA MEJORA DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS

En el Capítulo 2 se ha mencionado la importancia que tiene la resistencia mecánica (adherencia) entre las capas de un firme en su comportamiento estructural. Cuando no hay adherencia, las capas trabajan por separado y las tensiones en los materiales son generalmente superiores a aquellas que se producen cuando la adherencia es buena y las capas trabajan monolíticamente.

Como muestra la Figura 4.1, la resistencia mecánica de la interfase entre dos materiales se puede clasificar en resistencia prefisuración y resistencia posfisuración. La primera de ellas corresponde a la capacidad de la interfase para resistir esfuerzos antes de su fisuración y la segunda es la capacidad resistente residual tras producirse la fisuración. La resistencia prefisuración puede tener un origen químico, mecánico o mixto (Silfwerbrand, 2011) mientras que la posfisuración tiene un origen exclusivamente mecánico.

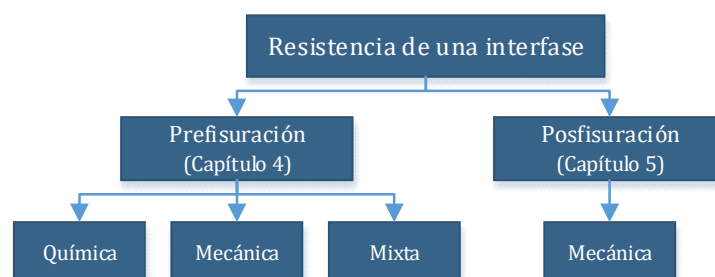


Figura 4.1 – Tipos de resistencia de una interfase.

La Figura 4.2 se presenta para facilitar la comprensión de la influencia de ambas resistencias (pre y posfisuración) en el comportamiento mecánico de una interfase. Por simplicidad, se supone

que la interfase se somete a una fuerza de tracción  $P$  ortogonal a ella. En función de la existencia de resistencia pre y/o posfisuración se presenta la curva fuerza-desplazamiento ( $P-d$ ) teórica.

La resistencia prefisuración obtenida químicamente se debe al desarrollo de enlaces covalentes o iónicos entre los materiales de las capas, mientras que la mecánica se produce por la existencia de zonas con relieve en la interfase y/o a la penetración del hormigón en estado fresco a través de su rugosidad y porosidad (Felt, 1956; Aragón et al., 2008). Ello genera un efecto de imbricación entre los materiales que aporta cohesión a la interfase.

La resistencia prefisuración mixta corresponde a la existencia simultánea de química y mecánica. En cuanto a la resistencia posfisuración, ésta se debe exclusivamente a la colocación de dispositivos mecánicos para el cosido de la interfase.

En el caso de la Figura 4.2.a la interfase no tiene resistencia ni antes ni después de la fisuración, por lo que la curva  $P-d$  es una recta horizontal que pasa por el origen de coordenadas. La Figura 4.2.b corresponde a una interfase cuya resistencia prefisuración es superior a 0 pero sin resistencia posfisuración. La resistencia prefisuración la proporciona la conexión físico-química entre las capas (representada por una interfase rugosa) y se pierde al alcanzar un desplazamiento crítico de fisuración  $d_{\text{fisuración}}$ .

Así mismo, la Figura 4.2.c muestra una interfase sin resistencia prefisuración pero capaz de resistir esfuerzos tras separarse los materiales. La interfase no presenta resistencia bajo pequeños desplazamientos, pero una vez se supera  $d_{\text{fisuración}}$  el pasador comienza a trabajar a tracción y la interfase adquiere resistencia.

Finalmente, la Figura 4.2.d esquematiza el caso de una junta con resistencia antes y después de su fisuración. Cuando el desplazamiento  $d$  es inferior a  $d_{\text{fisuración}}$  la rigidez de la interfase es únicamente fruto de la conexión físico-química de las capas. Tras alcanzar  $d_{\text{fisuración}}$ , esta conexión se rompe y es el pasador el que resiste los esfuerzos. En consecuencia, en el punto  $d_{\text{fisuración}}$  se produce un cambio de rigidez.

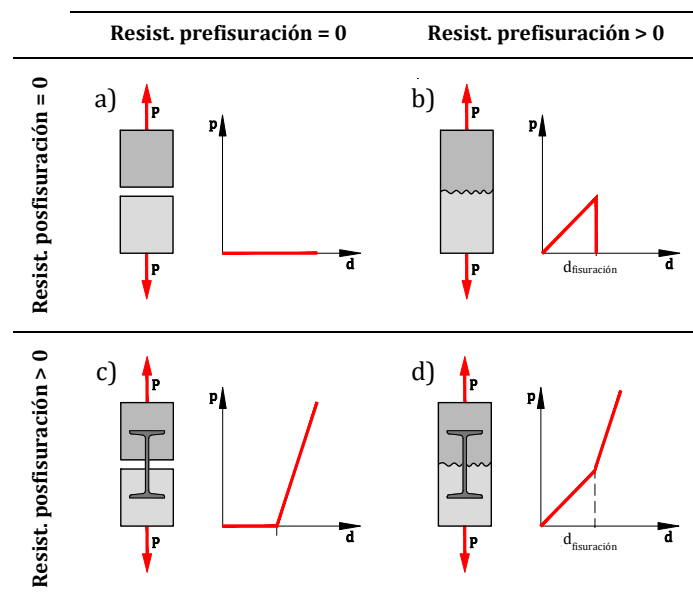


Figura 4.2 – Combinaciones de resistencia pre y posfisuración de la interfase.

#### 4.2.1. Mejora de la componente química de la resistencia prefisuración

Para mejorar la adherencia química del hormigón de refuerzo existen 2 alternativas: (1) aumentar la energía del enlace químico entre las capas y (2) mejorar su contacto efectivo disminuyendo el ángulo de contacto del hormigón de refuerzo en estado fresco (Silfwerbrand, 2011). La energía del enlace químico se puede incrementar recurriendo a agentes químicos (resinas epoxy, lechadas de cemento, etc.) o reduciendo la relación agua-cemento del hormigón para que su lechada tenga un mayor poder adhesivo. En caso de utilizar algún agente químico, es importante que su coeficientes de expansión térmica sea del mismo orden que el de las capas de firme para evitar el despegue prematuro (Al-Mandil et al., 1990).

Por otro lado, para mejorar el contacto efectivo mediante la reducción el ángulo de contacto del hormigón de reparación en estado fresco se puede recurrir a hormigones de mayor fluidez que los convencionales, como por ejemplo los autocompactantes. Tal y como muestra la Figura 4.3.a, la superficie de contacto efectiva entre la capa inferior y la de refuerzo depende de la superficie real del primero y de la capacidad de mojado del hormigón fresco. De esta forma, hormigones con menor ángulo de contacto son capaces de mojar más la superficie real y, por lo tanto, mayor es la superficie efectiva en la que existe adherencia (Courard et al., 2011; Klein et al., 2012; Klein et al., 2016).

#### 4.2.2. Mejora de la componente mecánica de la resistencia prefisuración

En cuanto a la adherencia mecánica, existen también 2 posibilidades para su mejora. La primera de ellas consiste en aumentar el relieve del firme de la base. De esta forma, la superficie es más irregular y permite que se genere una mayor imbricación del hormigón fresco con el firme original. Para aumentar el relieve es común hacerlo a través de 2 caminos. Por un lado aportando rugosidad y/o porosidad mediante técnicas de fresado, abujardado, granallado, etc. aunque se debe tener en cuenta que técnicas agresivas pueden micro-fisurar la superficie (ICRI, 2013). Por otro lado, mediante la aplicación de texturas en la superficie del firme de apoyo (Nguyen Dinh, 2016).

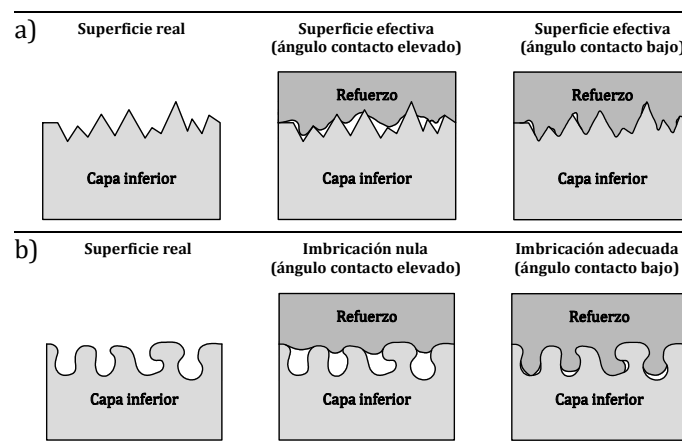


Figura 4.3 – Mejora de la adherencia química aumentando la superficie de contacto efectiva (a) y mejora de la adherencia mecánica mejorando la imbricación (b).

La segunda manera de aumentar la adherencia mecánica es facilitando la penetración del hormigón fresco en la superficie de la capa inferior. Como muestra la Figura 4.3.b, la mejora de la imbricación se consigue también con hormigones cuyo ángulo de contacto en estado fresco sean

pequeños. Al tener éstos mayor capacidad de mojado su comportamiento es más fluido, por lo que penetran más en los poros e irregularidades de la superficie real.

En cuanto a la mejora de la adherencia de tipo mixto, ésta se puede hacer utilizando alguno/s de los tratamientos de mejora de la adherencia química y/o mecánica. Como la adherencia mixta es la combinación simultánea de ambos tipos, la mejora de una de ellas también mejorará el comportamiento mixto (salvo que la mejora de la adherencia química influya muy negativamente sobre la mecánica y viceversa).

### 4.2.3. Posibilidades del HAAR para mejorar la resistencia prefisuración

Los Hormigones Autocompactantes de Alta Resistencia (HAAR) son hormigones que, tal y como su nombre indica, presentan un comportamiento autocompactante en estado fresco y una elevada resistencia (> 50 o 60 MPa) al endurecer (Model Code, 2010). Además, gracias a su baja permeabilidad también presentan una durabilidad ante acciones químicas y físicas ambientales superior a la de los hormigones convencionales, cualidad de especial interés en los pavimentos.

Para producir los HAAR se suelen utilizar dosificaciones con aditivos superplastificantes y relaciones agua-cemento típicamente inferiores a 0,40 (Mehta y Monteiro, 2006). Los superplastificantes disminuyen el ángulo de contacto del hormigón en estado fresco (Courard et al., 2011) y, en consecuencia, mejoran potencialmente la adherencia físico-química del hormigón. Por lo tanto, utilizando hormigones autocompactantes en la construcción de *whitetoppings* y *overlays* se mejora el comportamiento mecánico prefisuración de sus interfase, tal y como comprobaron experimentalmente Diab et al. (2017).

Por otro lado, también es interesante resaltar las ventajas de utilizar un HAAR de elevada resistencia. Al tener prestaciones mecánicas superiores a las de un hormigón convencional, es posible reducir el espesor de la nueva capa de refuerzo para resistir las mismas cargas de tráfico. Gracias a ello, los HAAR pueden utilizarse para reparar firmes cuya rasante sea un condicionante (túneles, pasos inferiores o pavimentos urbanos en los que existen aceras, imbornales, pozos de registro, etc.). Además, aunque los HAAR tengan un precio unitario mayor que los hormigones convencionales, se ha demostrado que a largo plazo y considerando las tareas de mantenimiento se pueden obtener soluciones más sostenibles en términos económicos (Schmidt y Schmidt, 2012).

## 4.3. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

### 4.3.1. Variables de estudio

En la Tabla 4.1 se presentan las 2 variables consideradas en esta campaña experimental: el material de las bases y el tratamiento aplicado a la interfase entre base y refuerzo (4 por cada tipo de sustrato). Para su identificación se utiliza un código del tipo "XY", donde "X" se refiere a la base (H para Hormigón Convencional y A para Aglomerado Asfáltico) e "Y" al tratamiento de adherencia. Además, la tabla también muestra el número de probetas ensayadas con cada tratamiento y tipo de ensayo.

En la Figura 4.4 se muestra el aspecto de los 8 tratamientos de adherencia. Para las probetas con base de H los tratamientos fueron: (1) interfase sin tratamiento (HST) donde la adherencia química se obtiene vertiendo directamente el HAAR del refuerzo en estado fresco sobre la superficie lisa de la base (Figura 4.4.a); (2) extender una lechada de cemento en la interfase lisa (HLC) (Figura

4.4.b); (3) abujardar la superficie (HAB) para aumentar su rugosidad (Figura 4.4.c) y (4) realizar un abujardado y posteriormente extender una lechada de cemento (HAL) (Figura 4.4.b y c).

Tabla 4.1 – Variables consideradas en el estudio de la adherencia.

Base	Tratamiento de adherencia	Código	Aspecto	Nº probetas		
				TD	LCB	SS
Hormigón Convencional (H)	1) Sin Tratamiento	HST	Figura 4.4.a	6	6	6
	2) Extensión de lechada de cemento	HLC	Figura 4.4.b	6	6	6
	3) Abujardado	HAB	Figura 4.4.c	6	6	6
	4) Abujardado + lechada de cemento	HAL	Figura 4.4.b y c	6	6	6
Aglomerado Asfáltico (A)	5) Sin Tratamiento	AST	Figura 4.4.d	6	6	4
	6) Abujardado	AAB	Figura 4.4.e	6	6	3
	7) Extensión de emulsión bituminosa	AEB	Figura 4.4.f	6	6	1
	8) Emulsión bituminosa + gravilla	AEG	Figura 4.4.g	6	6	-

Los métodos de adherencia analizados en las probetas de base A fueron: (5) interfase sin tratamiento (AST) con el HAAR del refuerzo vertido directamente sobre la superficie plana y porosa de la base (Figura 4.4.d); (6) abujardar la interfase para aumentar su rugosidad (AAB) (Figura 4.4.e); (7) extender una emulsión bituminosa (AEB) que rellene los poros (Figura 4.4.f) y (8) extender una emulsión bituminosa junto a una gravilla (AEG) para rugosidad a la interfase sin tener que eliminar material de la base (AEG) (Figura 4.4.g).

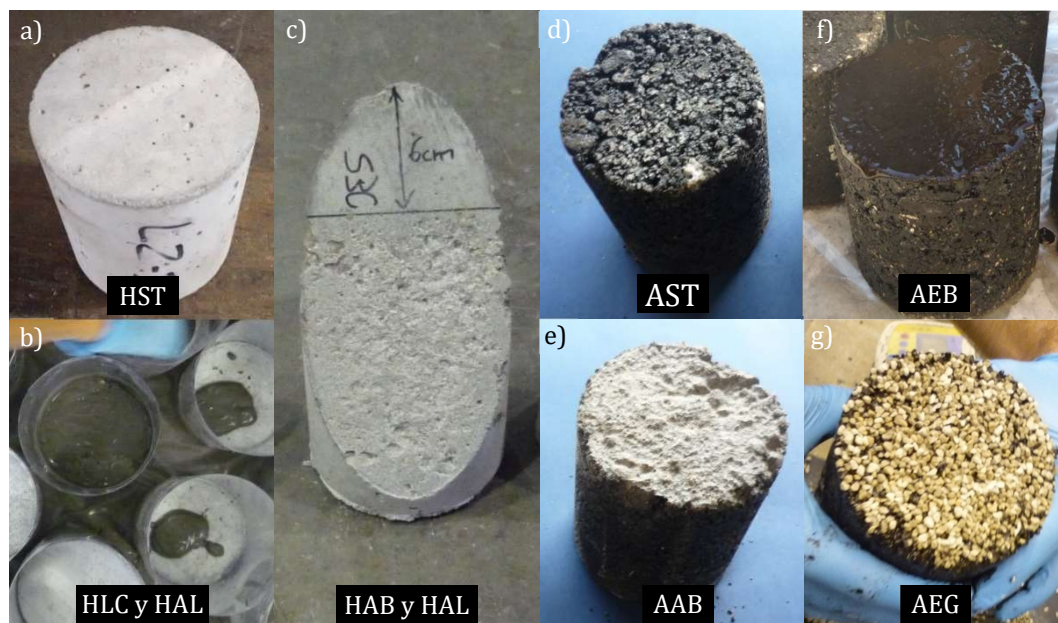


Figura 4.4 – Aspecto superficial de los tratamientos de adherencia.

Para determinar cualitativamente cuál era el mejor tratamiento se caracterizó la resistencia mecánica de las interfases mediante 3 ensayos:

- Tracción Directa (TD).

- “Laboratorio de Caminos de Barcelona” (LCB).
- Slant Shear de compresión (SS).

El ensayo de Tracción Directa (TD) sirvió para determinar la resistencia a tracción “pura” de la interfase. El ensayo “Laboratorio de Caminos de Barcelona” (LCB) (Miró Recasens et al., 2003; Miró et al., 2005) permitió obtener la resistencia ante un esfuerzo de corte “puro”. Finalmente, el ensayo *Slant Shear* de compresión (SS) se utilizó para caracterizar la resistencia de la interfase ante una combinación de tensiones de compresión y de corte.

En total se ensayaron 72 probetas con base de H, que corresponden a 6 probetas por cada tipo de tratamiento de adherencia y ensayo. El número de probetas con base A ensayadas fue de 56. El hecho de disponer de un menor número de probetas para ensayo SS se debe a la dificultad de compactar las bases del A con una superficie inclinada. Esto podría indicar que este ensayo no especialmente adecuado para probetas con base de A.

### 4.3.2. Materiales utilizados

En la Tabla 4.2 se muestra la composición del A. Se trata de una mezcla bituminosa semidensa destinada a capas de rodadura del tipo AC 16 SURF según la norma UNE-EN 13108 (2008) con betún 50/70 según la norma UNE-EN 12591 (2009). Esta denominación se corresponde a una mezcla tipo S12 según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes, comúnmente conocido como PG-3 (Ministerio de Fomento, 2010b).

La dosificación del H utilizado en las bases se muestra en la Tabla 4.3. Éste se diseñó tomando como referencia la dosificación de la capa de rodadura de un pavimento bicapa de hormigón construido en el noreste de España (Aguado de Cea et al., 2010). Para ello se mantuvieron las proporciones entre componentes, eliminando el aditivo aireante, pero utilizando áridos de origen calcáreo con los mismos tamaños que los descritos en Aguado de Cea, et al., (2010).

Tabla 4.2 – Composición del Aglomerado Asfáltico (A).

Material	% en peso
Árido granítico 12/20 mm	13,0 %
Árido granítico 4/12 mm	45,0 %
Árido calizo 0/4 mm	39,0 %
Filler calizo	3,0 %
Betún 50/70 (sobre mezcla)	4,8 %

Tabla 4.3 – Dosificación del Hormigón Convencional (H) de las bases.

Material	Cuantía (kg/m <sup>3</sup> )
Arena calcárea 0/2 mm	510
Gravilla calcárea 4/11 mm	1.190
Cemento CEM II /A-L 42,5R	480
Agua	195
Relación agua/cemento	0,41
Superplastificante SIKA Sikament-200 R	2,15

La dosificación del HAAR de los refuerzos se presenta en la Tabla 4.4. Se trata de un hormigón autocompactante diseñado siguiendo recomendaciones típicas como alto contenido de cemento, árido de tamaño pequeño y baja relación agua-cemento (relación agua-cemento aparente de 0,16). Para su producción se empleó una única fracción de árido de tamaño 2 a 4 mm y origen silíceo y se añadió un microfiller calcáreo tratado para mejorar el empaquetamiento del esqueleto granular de la de la matriz cementícea.

Tabla 4.4 – Dosificación del Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR) de los refuerzos.

Material	Cuantía (kg/m <sup>3</sup> )
Arena silícea 2/4 mm	1.161
Microfiller calcáreo tratado OMYA Betoflow	200
Cemento CEM I 52,5R	800
Agua	129
Relación agua/cemento aparente	0,16
Suspensión de nanosílice BASF MasterRoc MS 685	40
Superplastificante BASF Glenium ACE 425	32

### 4.3.3. Caracterización de los materiales

En la Tabla 4.5 se muestran el valor promedio y el coeficiente de variación (C.V.) de las propiedades mecánicas del H, el HAAR y el A utilizados en la fabricación de las probetas. Para el caso de los hormigones se evaluaron la de la resistencia a compresión simple ( $f_c$ ) y el módulo secante de elasticidad ( $E_{c,s}$ ). Además, para el H se midió la resistencia a tracción directa ( $f_{ct}$ ) y para el HAAR la resistencia a tracción indirecta ( $f_{ct,i}$ ). Mientras, para el A se midió la resistencia a compresión ( $f_a$ ), la resistencia a tracción indirecta ( $f_{at,i}$ ) y un módulo elástico en compresión ( $E_a$ ).

La caracterización del H y el HAAR se hizo a 90 y 60 días de edad, respectivamente. Los ensayos se hicieron a esas edades ya que eran las que tenían las bases de H y los refuerzos de HAAR cuando se realizaron los ensayos de caracterización de la adherencia (TD, LCB y SS). Las medidas de la  $f_c$  se hicieron según la norma UNE-EN 12390-3 (2009), la  $f_{ct}$ , se midió la resistencia a tracción directa con una velocidad de desplazamiento de prensa de 1  $\mu\text{m/s}$ , la  $f_{ct,i}$  según “ensayo brasileño” UNE-EN 12390-6 (2010) y la  $E_{c,s}$  según la UNE-EN 12390-13 (2014).

Tabla 4.5 – Parámetros mecánicos de los materiales.

Material	Edad (días)	Parámetro	Promedio (MPa)	C.V. (%)
Hormigón Convencional (H)	90	$f_c$	53,62	10,29
		$f_{ct}$	2,29	25,90
		$E_{c,s}$	38.103,25	4,90
Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR)	60	$f_c$	101,96	8,69
		$f_{ct,i}$	6,69	16,19
		$E_{c,s}$	47.777,16	1,36
Aglomerado Asfáltico (A)	-	$f_a$	11,38	7,10
		$f_{at,i}$	1,89	4,48
		$E_a$	1.520,03	23,02

En el caso del A, la medida de  $f_a$  se hizo según la norma NLT-161/98 (1998) y la de  $f_{at,i}$  según la NLT-346/90 (1990). En cuanto a  $E_a$ , éste se calculó como la pendiente de la curva tensión-



deformación de los ensayos de resistencia a compresión para tensiones del 25 y el 75% de la resistencia máxima (Figura 4.5.a).

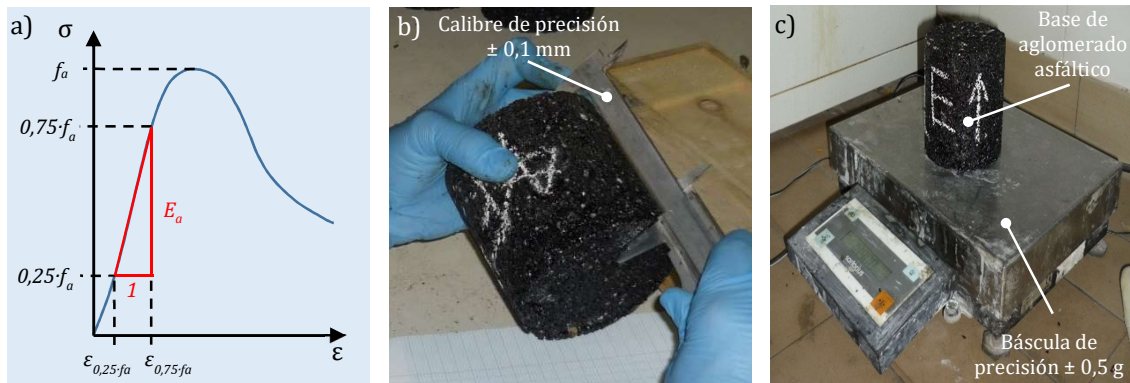


Figura 4.5 – Bases de A: Estimación del módulo estático de elasticidad (a), medida de su altura (b) y pesado (c).

Además, también se midió la densidad del A tras el proceso de compactación ( $\rho_a$ ) en las 48 bases para ensayos LCB y TD. Con un calibre de precisión  $\pm 0,1$  milímetros se midió la altura media de las bases, asumiendo que ésta era el promedio de la altura en 3 de sus generatrices (Figura 4.5.b). Paralelamente, se pesaron las bases con una balanza de precisión  $\pm 0,5$  gramos (Figura 4.5.c). Con el peso y el volumen de cada base se calcularon sus densidades.

La densidad promedio obtenida con la compactación fue de  $2193 \text{ kg/m}^3$  con un coeficiente de variación del 3,28%. Ésta se corresponde a un 94,1% de la densidad óptima Marshall según el fabricante del Aglomerado Asfáltico ( $2.330 \text{ kg/m}^3$ ). Aunque para un asfalto puesto en obra es común exigir una densidad superior al 97% de la densidad Marshall, para este trabajo se considera que la densidad obtenida es adecuada.

#### 4.3.4. Producción y curado de las probetas

La fabricación de las probetas se dividió en 3 fases (Figura 4.6). En la primera de ella se moldearon las bases de H y A de las bases de las probetas. En la segunda fase se aplicaron los tratamientos de adherencia de la interfase entre materiales sobre la cara superior de las bases. Por último, en la tercera fase se fabricó la capa superior de refuerzo de HAAR. A continuación se explica, por orden de ejecución, el procedimiento seguido en cada una de las fases



Figura 4.6 – Fases de fabricación de las probetas.

### Fabricación de las bases de Hormigón Convencional (Fase 1)

Los bases de H se fabricaron siguiendo la norma EN 12390-2 (2009) y utilizando moldes cilíndricos de  $\phi 100 \times 200$  mm (Figura 4.7.a). Para obtener la geometría de las bases de las probetas para los ensayos TD y SS se introdujeron dentro de los moldes unas piezas de material plástico fabricadas para esta finalidad.

El H se produjo en 4 amasadas de 30 litros utilizando una amasadora de 40 litros COLLOMIX COLLOMATIC 65/2 K-3 (Figura 4.7.b). Después se llenaron los moldes manualmente, hasta la mitad de su altura en el caso de las bases para probetas para ensayo LCB y hasta el total de su altura para los de TD y SS. A continuación se realizó el vibrado empleando una mesa vibrante (Figura 4.8.a) enrasando el hormigón en superficie.

Para limitar la pérdida de agua por evaporación las probetas se mantuvieron en el interior de los moldes y protegidas en su cara superior por una tela de plástico (Figura 4.8.b). Tras 24 horas se desmoldearon y fueron almacenadas en una cámara húmeda a una temperatura de  $20 \pm 1^\circ \text{C}$  y humedad relativa ambiente superior al 95% hasta la fecha en que se fabricaron los refuerzos superiores de Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia.

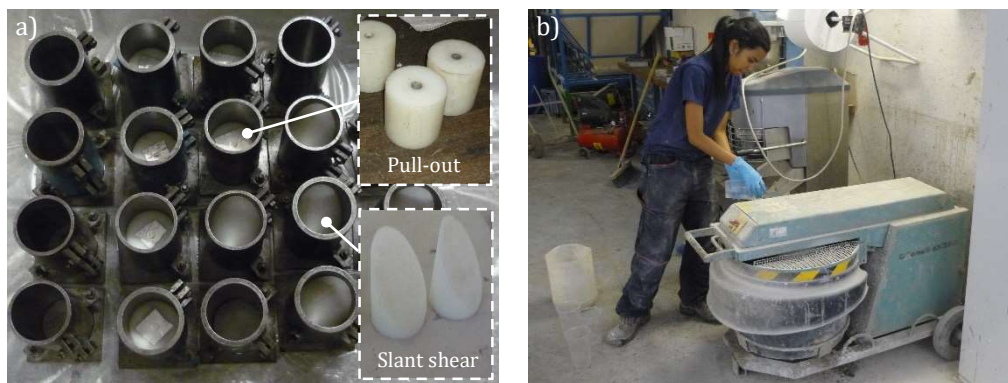


Figura 4.7 – Moldes preparados (a) y amasado del H (b).



Figura 4.8 – Vibrado de las bases de H (a) y conservación durante las primeras 24 horas (b).

### Fabricación de las bases de Aglomerado Asfáltico (Fase 1)

Para fabricar las bases de A se utilizó una mezcla bituminosa en caliente recogida de una planta de producción de aglomerado asfáltico en caliente. Desde el silo de mezcla se vertió el material

y con una pala se depositó en capazos (Figura 4.9.a). En aras de preservar la homogeneidad del aglomerado y evitar su contaminación por contacto con el suelo, el volumen de material extraído del silo fue de entre 2 y 3 veces el volumen del material transportado para moldear las probetas. Finalmente, el aglomerado se llevó al Laboratorio de Tecnología de Estructuras Luis Agulló de la UPC, donde se almacenó al exterior protegiéndolo de la lluvia con una tela de plástico (Figura 4.9.b).

El proceso de moldeado de las bases se inició troceando con un martillo percutor el aglomerado que había quedado endurecido de forma monolítica en el interior de los capazos (Figura 4.10.a). Los trozos de asfalto se depositaron en bandejas y se calentaron a una temperatura de 150 °C por no más de 3 horas para evitar el deterioro prematuro del betún.

Para dar forma a las bases se emplearon moldes cilíndricos metálicos de  $\phi 100 \times 200$  mm que se rellenaban con el aglomerado a 150 °C. En el caso de las bases para ensayos TD y LCB, los moldes se rellenaron parcialmente una altura aproximada de 100 y 60 mm, respectivamente. En el caso de las bases para SS, se introdujeron dentro de los moldes piezas de hormigón reforzado con fibras fabricadas expresamente para dar forma a estas bases. Para evitar un enfriamiento excesivamente rápido del aglomerado también se calentaron los moldes y las piezas fabricadas para moldear las bases para ensayos SS (Figura 4.10.b).

El aglomerado a 150 °C del interior del horno se cogía con la ayuda de una pala, seleccionando el material de forma homogénea por todo el volumen (Figura 4.11.a). Después, éste se vertía en un cazo colocado sobre un hornillo y se removía manualmente unos 15 segundos para garantizar una distribución homogénea de los áridos en la mezcla (Figura 4.11.b).



Figura 4.9 – Recogida en planta del A (a) y almacenamiento hasta la producción de las probetas (b).



Figura 4.10 – Troceado del A (a) y calentamiento de los moldes (b).

Finalmente, el aglomerado caliente se introducía por tongadas en los moldes, las cuales se compactaban con la ayuda de un martillo pisón vibratorio MILWAUKEE KANGO 900 (Figura 4.11.b). Las bases para ensayos LCB y SS se fabricaron en 2 tongadas mientras que los destinados a ensayos TD se fabricaron en 3. Cada tongada se compactaba durante aproximadamente 30 segundos con el martillo vibratorio a máxima potencia. Tras ello, las bases se dejaron enfriar a temperatura ambiente hasta el día siguiente (Figura 4.11.d), momento en el cual se desmoldearon. A diferencia del hormigón, como el aglomerado asfáltico no requiere un proceso de curado, las bases se guardaron en una caja para protegerlos del polvo y de la intemperie.

*Aplicación de las técnicas de adherencia sobre las bases de Hormigón Convencional (Fase 2)*

El proceso de abujardado sobre las bases con tratamiento HAB y HAL se hizo cuando éstos tenían una edad de 30 días. Para ello se utilizó una pistola de agujas de funcionamiento neumático LARWIND N-JEX 28 que disponía de 14 agujas metálicas de 4 mm de diámetro y una frecuencia máxima de trabajo de 4.500 rpm.

En el caso de las bases para ensayos TD y LCB se abujardó por completo una de las caras circulares. Por razones de seguridad del operario, al aplicar este tratamiento las semi-probetas se confinaron dentro un molde (Figura 4.12.a). Con respecto a las bases para ensayos SS, el abujardado se hizo parcialmente sobre la superficie elíptica de la interfase, dejando 6 cm de distancia respecto el punto más elevado (Figura 4.12.b). Esto se debe a que al abujardar la parte superior las bases se rompían.



Figura 4.11 –Aglomerado Asfáltico: calentamiento (a), homogeneización manual (b), moldeado y compactación de las bases (c) y enfriamiento en los moldes (d).

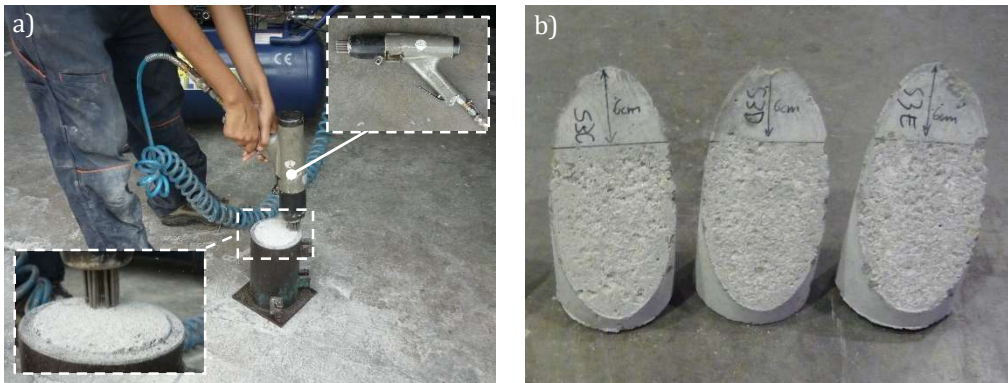


Figura 4.12 – Abujardado de las bases de H (a) y aspecto superficial del abujardado (b).

La lechada de cemento sobre la superficie de las bases de los tratamientos HLC y HAL se fabricó y extendió justo inmediatamente antes de verter en estado fresco el HAAR de los refuerzos. Estaba compuesta con cemento CEM I 52,5R, 1% del peso del cemento de aditivo superplastificante BASF Glenium ACE 425 y tenía una relación agua-cemento aproximada de 0,35. La lechada se mezcló de forma manual (Figura 4.13.a) y se extendió con una brocha sobre la superficie de las bases (Figura 4.13.b).

#### Aplicación de las técnicas de adherencia sobre las bases de Aglomerado Asfáltico (Fase 2)

El abujardado de la superficie de las bases asfálticas AAB se hizo siguiendo el mismo procedimiento que con las bases de Hormigón Convencional. En el caso de las bases con geometría cilíndrica la superficie se abujardaba completamente, mientras que en aquellos destinados a ensayos de *Slant Shear* también se dejaron 6 cm de distancia con respecto el punto más elevado.

Para el tratamiento AEB se utilizó una emulsión catiónica, modificada con polímeros, con un 60% de contenido de betún asfáltico y un índice de rotura 3 según la norma UNE-EN 13075-1 (2009). Su denominación según la UNE-EN 13808 (2013) es C60BP3 ADH, que se corresponde a la antigua ECR-1-m según el PG-3. Su aplicación más común es en riegos de adherencia entre capas de mezcla bituminosa.

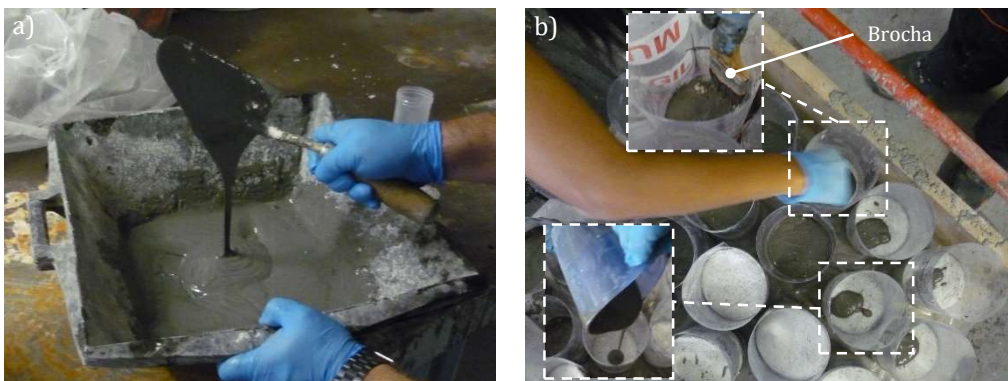


Figura 4.13 – Fabricación de la lechada de cemento (a) y extensión sobre las bases (b).

La ejecución del tratamiento AEB se inició eliminando el betún superficial de las probetas con un ligero abujardado con la pistola de agujas a la mínima potencia de trabajo. Así se evitó el desprendimiento y/o deterioro de los áridos. Tras la limpieza y secado de la superficie, se aplicó la

emulsión bituminosa con una brocha (Figura 4.14.a) y se dejó curar durante aproximadamente 5 semanas, hasta la fabricación de los refuerzos de HAAR. Debe decirse que la duración del curado se debe estrictamente a cuestiones de disponibilidad de equipos en el laboratorio, pues en menos de 24 horas se completa el curado. El aspecto final de la superficie con el tratamiento acabado de realizar se muestra en la Figura 4.14.b.

El tratamiento AEG consistió en 2 capas de emulsión bituminosa y 2 capas de gravilla siguiendo un patrón “emulsión-gravilla-emulsión-gravilla”. Para ello se utilizó una emulsión C65B3 TRG según la norma UNE-EN 13075-1 (2009) (antigua ECR-2 según el PG-3 (Ministerio de Fomento, 2010b)). La emulsión era de tipo catiónica, con un contenido del 65% de betún asfáltico e índice de rotura 3 y de empleo común en riegos con gravilla. En cuanto la gravilla, ésta era de origen calcáreo y de tamaño comprendido entre 2 y 5 mm tras tamizado.

La primera de las capas de emulsión se extendió con una brocha directamente sobre la superficie de las bases. Instantáneamente después se vertió la primera capa de gravilla, dejándola caer sobre la emulsión y se presionó con la palma de la mano para empaquetar el árido. Este procedimiento se realizó nuevamente para la segunda capa de emulsión y de gravilla (Figura 4.15.a). Nuevamente, se esperó 5 semanas antes de construir los refuerzos de HAAR aunque también hubiese sido suficiente con esperar 24 horas. En la Figura 4.15.b se muestra el aspecto de estas probetas una vez aplicado el tratamiento AEG.

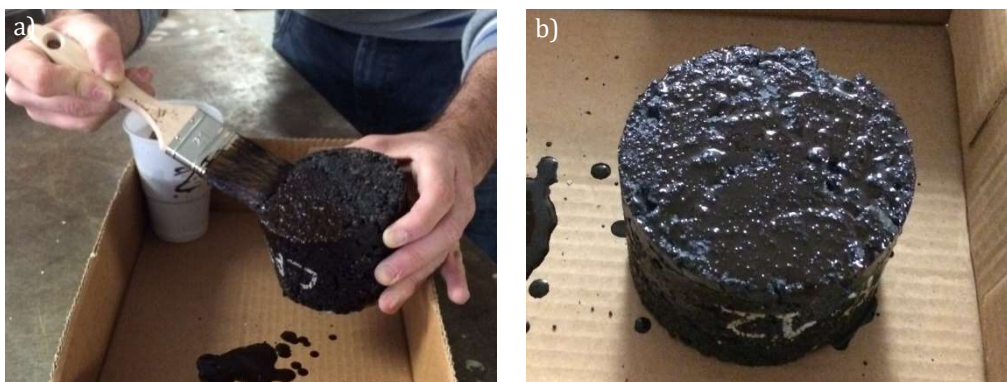


Figura 4.14 – Tratamiento AEB: Extensión de la emulsión (a) y aspecto final (b).

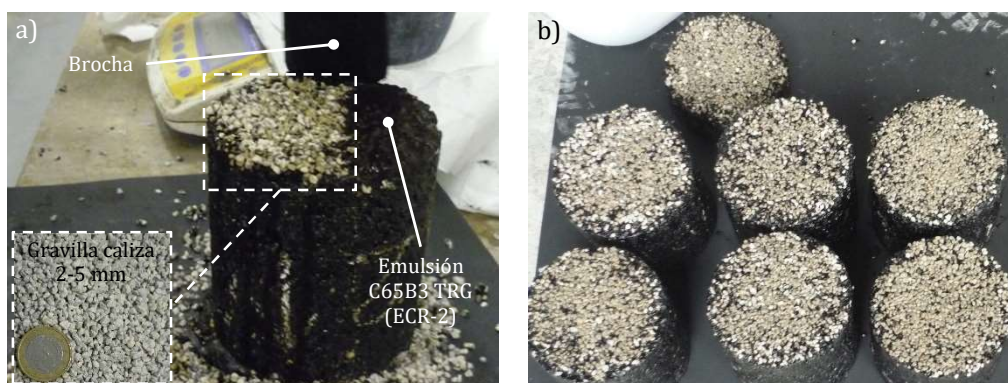


Figura 4.15 – Extensión de emulsión C65B3 TRG (a) y aspecto final del tratamiento AEG (b).

***Fabricación de los refuerzos de HAAR (Fase 3)***

El proceso de fabricación de los refuerzos de HAAR fue el mismo tanto para las probetas con base H como para las probetas con base A. Para el moldeado de los refuerzos se utilizaron moldes desechables hechos con láminas de PVC de tamaño 420 x 297 mm<sup>2</sup> (Figura 4.16.a). Las láminas se colocaron envolviendo las bases alrededor de su cara curva formando así cilindros huecos (Figura 4.16.b), dentro de los cuales se vertía el HAAR en estado fresco. Además, en el caso de las probetas abujardadas para ensayos de *Slant Shear* (tratamientos HAB, HAL y AAB), la superficie de la base sin abujardar se protegió con una lámina de PVC de 0,2 mm de espesor. De esta forma se aseguró que el contacto entre base y refuerzo se producía exclusivamente en el área abujardada.

La fabricación del HAAR se hizo en 5 amasadas de 30 litros utilizando la misma amasadora que en el caso del Hormigón Convencional de las bases. Al tratarse de un hormigón autocompactante, su consistencia era fluida aunque en ninguna de las 5 amasadas se produjo disgregación del árido (Figura 4.17.a). Tras el amasado se rellenaron los moldes de PVC hasta una altura de 10 cm en las probetas para ensayos TD y LCB y de 20 cm para las de SS (Figura 4.17.b). Finalmente, como en el caso de las bases H, las probetas se mantuvieron 24 horas en el interior de los moldes y protegidas por una tela de plástico (Figura 4.17.c) y después se almacenaron en la cámara húmeda hasta la fecha de realización de los ensayos.

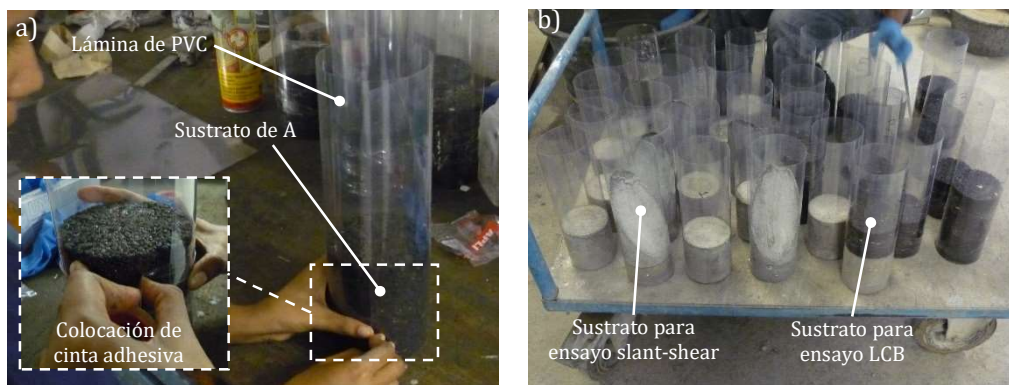


Figura 4.16 – Moldes para los refuerzos: Fabricación (a) y aspecto antes de verter el HAAR (b).



Figura 4.17 – Aspecto del HAAR en estado fresco (a), moldeado del refuerzo (b) y conservación de probetas durante las primeras 24 horas (c).

### 4.3.5. Configuración y procedimiento de los ensayos

#### Ensayo de tracción directa (TD)

El ensayo TD consiste en aplicar un esfuerzo axial de tracción en probetas compuestas. Éstas eran de geometría cilíndrica y tamaño  $\phi 100 \times 200$  mm con bases y refuerzos de 100 mm de espesor (Figura 4.18.a). Los ensayos se hicieron por control de desplazamiento del pistón con una velocidad de 0,001 mm/s, la cual es del mismo orden de magnitud que la utilizada por Czaderski et al. (2010).

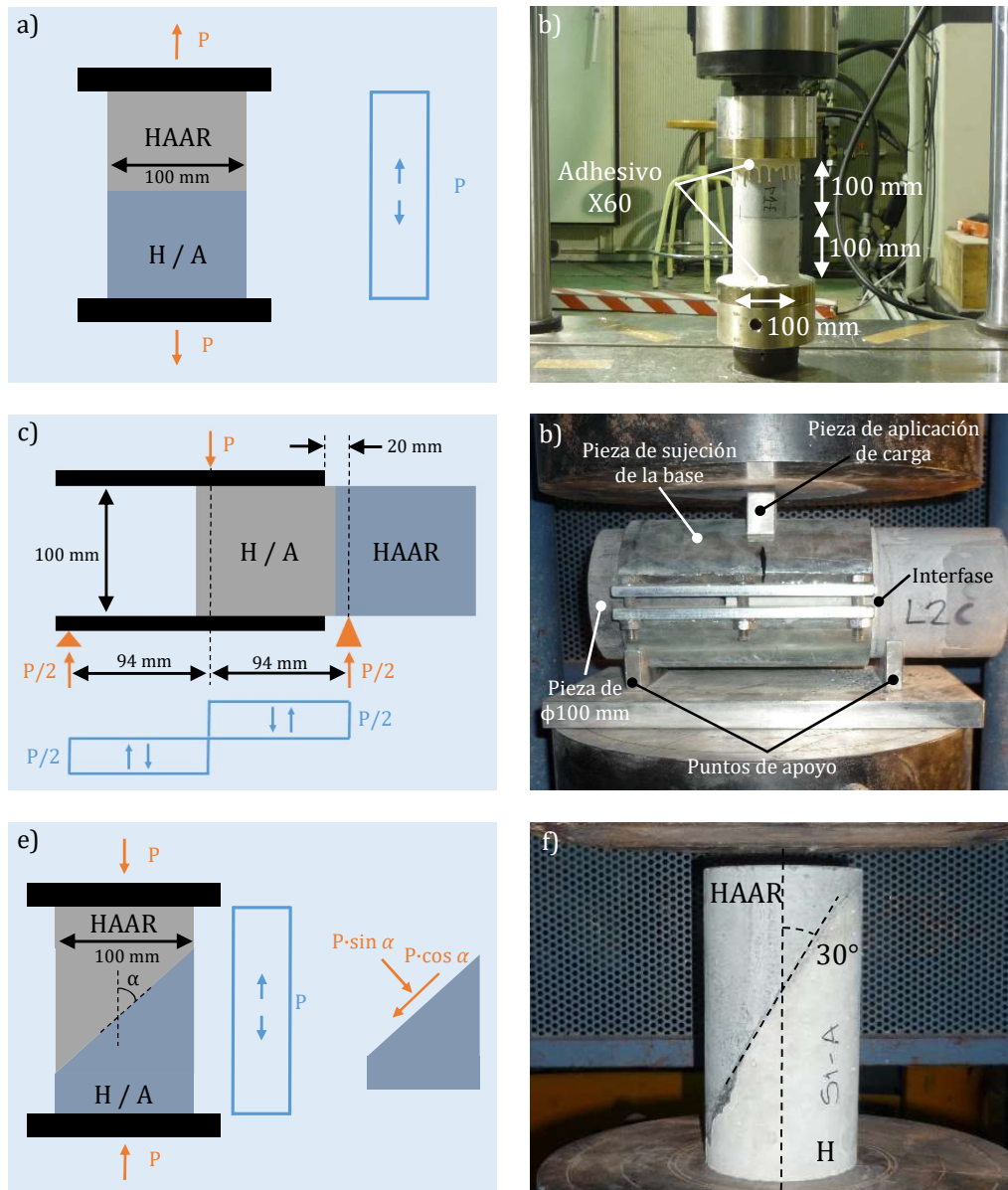


Figura 4.18 – Configuración, esquema de carga y aspecto de los ensayos TD (a, b), LCB (c, d) y SS (e, f).

En la Figura 4.18.b se muestra la configuración del ensayo TD. Para efectuar los ensayos, las superficies inferior y superior de las probetas fueron pulidas para proporcionar una adecuada superficie de contacto y mantener la ortogonalidad de ambas caras con el eje directriz. Después, las probetas se engancharon por su cara inferior al plato de carga inferior de la prensa utilizando



adhesivo de rápido endurecimiento HBM X60. Tras ello, se extendió una nueva capa de adhesivo sobre la cara superior de la probeta e, instantáneamente después, se aplicó una precarga de compresión de 0,40 kN de 15 minutos durante el endurecimiento del adhesivo y tras ello se procedía a iniciar el ensayo.

#### Ensayo de corte "Laboratorio de Caminos de Barcelona" (LCB)

El ensayo "Laboratorio de Caminos de Barcelona" (LCB) consiste en aplicar un esfuerzo de corte por flexión en la interfase entre materiales de una probeta o testigo cilíndrico de 100 mm de diámetro (Miró Recasens et al., 2003; Miró et al., 2005). La muestra se encuentra apoyada en dos puntos separados 188 mm, como en una viga simplemente apoyada, y sobre ella se aplica una carga puntual centrada (Figura 4.18.c). Para ello se utiliza un dispositivo metálico especialmente diseñado para este ensayo.

Para este ensayo los espesores de las bases de H y A fueron respectivamente de 100 y 60 mm, mientras que en todos los casos el espesor de los refuerzos de HAAR era de 100 mm. La diferencia de altura de las bases de A se debe a que su producción era más sencilla al requerir menos energía de compactación. De todos modos, si la base está bien amordazado por el dispositivo del ensayo, su altura no debe influir en el resultado.

En la Figura 4.18.d se muestra la configuración del ensayo LCB con el dispositivo utilizado. Durante la ejecución del ensayo se introdujo una pieza de acero de  $\phi 100$  mm en la parte vacía del dispositivo para minimizar la influencia de la altura de las bases. De esta forma se aportaba rigidez al conjunto, evitando así la deformación del dispositivo de ensayo. En todos los ensayos la velocidad de movimiento del pistón se estableció en 0,25 mm/min, de forma similar a la que se utiliza en otros ensayos de corte de probetas compuestas (Segura-Castillo y Aguado de Cea, 2012; Ray et al., 2005; Mirsayah y Banthia, 2002; Wall y Shrive, 1988).

#### Ensayo de corte esviado Slant Shear (SS)

El ensayo SS, basado en la norma ASTM C882/C882M-13a (2013) consiste en ensayar bajo una carga de compresión una probeta compuesta base-refuerzo con la interfase inclinada un ángulo  $\alpha$  con la vertical (Figura 4.18.e). Las probetas ensayadas eran cilíndricas de tamaño  $\phi 100 \times 200$  mm, con un ángulo  $\alpha = 30^\circ$  (Figura 4.18.f) y con las bases y refuerzos de la misma geometría (probetas simétricas).

Las probetas se pulieron por sus caras superior e inferior previa ejecución de los ensayos. Tras ello, éstas se posicionaron en la prensa con las bases en la parte inferior y los refuerzos en la superior. Como dicta la ASTM C882/C882M-13a (2013), la tasa de aplicación de la carga para las probetas con base H fue de 0,25 MPa/. En el caso de las probetas con base A, los ensayos se hicieron por control por desplazamiento a una velocidad de 10  $\mu\text{m/s}$  ya que se esperaba una menor capacidad resistente.

## 4.4. RESULTADOS

En este apartado se presenta el estudio de los resultados de los ensayos de TD, LCB y SS para las probetas con base H y A. Inicialmente se hace una descripción de los tipos de rotura que se han producido con los 3 ensayos a lo largo de la campaña experimental, mostrando ejemplos visuales de cada uno de ellos. A continuación, se analizan los resultados experimentales obtenidos para cada una de las dos bases y los diferentes tratamientos de adherencia utilizados. Finalmente, se estudian




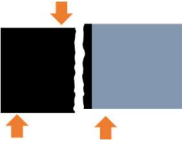
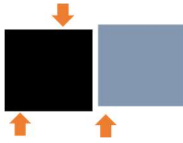
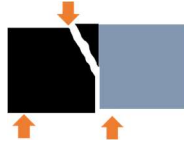



diferentes modelos de fallo de la interfase existentes en la bibliografía, se propone un nuevo modelo y se compara la precisión de todos ellos con los resultados experimentales obtenidos en la campaña experimental.

#### 4.4.1. Tipos de rotura

En la Tabla 4.6 se muestran esquemáticamente los 3 tipos de fallo que se observaron en la campaña experimental: cohesivo, adhesivo y modo mixto. El fallo cohesivo se caracteriza por el fallo fuera de la interfase. En otras palabras, el fallo ocurre en la base y sin alcanzar la interfase, indicando así que la resistencia de la interfase es superior a la del material de la base. El fallo adhesivo se caracteriza por el fallo a través de la interfase. En esta situación se produce un comportamiento más débil en la interfase en comparación con la base y el material de reparación. Por último, el fallo mixto es una combinación de ambos y se debe a la aparición o aumento de tensiones secundarias o a la existencia de zonas de diferente capacidad resistente en la superficie de la interfase.

La Tabla 4.7 muestra el número de probetas por tipo de base y tratamiento, que fueron ensayadas, así como el número de resultados experimentales aceptados estadísticamente para el análisis de resistencia de unión y el número de muestras que presentaron fallo cohesivo, adhesivo o mixto. La aceptación o rechazo de los resultados se hizo con el criterio estadístico de Chauvenet (Taylor, 1997).

Tabla 4.6 – Tipos de rotura producidas en los ensayos TD, LCB y SS.

Ensayo	Tipo de rotura		
	Cohesiva	Adhesiva	Mixta
Pull Out			
LCB			
Slant Shear			

En el caso de las probetas con base de Hormigón Convencional (H), el fallo bajo ensayos de Tracción Directa (TD) y *Slant Shear* (SS) fue en todos los casos de tipo adhesivo. Ello permite considerar directamente los resultados experimentales como la resistencia real de las interfases.

Además, en los ensayos SS el tipo de fallo puede depender del ángulo de la interfase (ángulos mayores inducen modo cohesivo), por lo que puede decirse que la selección de  $\alpha = 30^\circ$  fue adecuada.

Tabla 4.7 – Número de probetas ensayadas, aceptadas estadísticamente y modos de fallo obtenidos

Bases de Hormigón Convencional (H)							Bases de Aglomerado Asfáltico (A)						
Tratamiento	Ensayo	Número de probetas					Tratamiento	Ensayo	Número de probetas				
		Ensayadas	Aceptadas estadístic.	Fallo cohesivo	Fallo adhesivo	Modo mixto			Ensayadas	Aceptadas estadístic.	Fallo cohesivo	Fallo adhesivo	Modo mixto
HST	TD	6	6	0	6	0	AST	TD	6	5	6	0	0
	LCB	6	6	0	4	2		LCB	6	5	2	0	4
	SS	6	6	0	6	0		SS	4	4	4	0	0
HLC	TD	6	5	0	6	0	AAB	TD	6	5	0	5	1
	LCB	6	6	0	5	1		LCB	6	6	0	6	0
	SS	6	6	0	6	0		SS	3	3	0	2	1
HAB	TD	6	6	0	6	0	AEB	TD	6	5	0	6	0
	LCB	6	5	0	5	1		LCB	6	5	0	6	0
	SS	6	5	0	6	0		SS	1	1	0	1	0
HAL	TD	6	5	0	6	0	AEG	TD	6	5	0	6	0
	LCB	6	4	0	5	1		LCB	6	5	0	6	0
	SS	6	5	0	6	0		SS	-	-	-	-	-

En el ensayo de corte LCB, se produjeron roturas adhesivas y mixtas. En el caso de éstas últimas, se midió el tamaño del material adherido a la interfase para su aceptación o rechazo previo análisis estadístico de Chauvenet. Ello se hizo siguiendo la metodología planteada por Segura-Castillo y Aguado de Cea (2012). Según esta metodología, todos los datos LCB fueron aceptados para el análisis estadístico y se asumieron las resistencias obtenidas bajo modo de fallo mixto como las resistencias reales de las interfases.

Respecto a las probetas con base de Aglomerado Asfáltico (A), en los ensayos se dieron los 3 tipos de rotura. Con el tratamiento AST no se produjeron fallos adhesivos y 12 de las 16 probetas sufrieron rotura cohesiva. Por el contrario, con los tratamientos AAB, AEB y AGE no se dieron fallos cohesivos. Ello indica que el vertido directo del Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR) sobre la superficie de las bases sin tratar (solución AST) aporta una mayor adherencia que los otros tres tratamientos. Los fallos de tipo mixto que ocurrieron con el tratamiento AAB correspondían a una única probeta para ensayo TD que no cumplía con el criterio de Chauvenet y a otra probeta para ensayo SS.

#### 4.4.2. Adherencia H-HAAR (*overlays*)

La Figura 4.19.a, b y c muestra unas curvas de tensión-desplazamiento típicas para probetas con sustrato H bajo ensayos TD, LCB y SS, respectivamente. Para todos los tratamientos y ensayos se produjo un comportamiento frágil, con una caída inmediata de la tensión una vez alcanzada la resistencia máxima. La pendiente de la curva es variable en el dominio de relaciones de tensión aplicada/resistencia bajas, presumiblemente debido a la acomodación de los componentes de los equipos y dispositivos de ensayo. Para el resto de valores de tensión aplicada se sigue una tendencia casi perfectamente lineal y sin reducción de la pendiente hasta que se produce el fallo.

La Figura 4.19.d, e y f muestra respectivamente el promedio y la desviación típica de los resultados de los ensayos de TD, LCB y SS. En general puede verse que el tratamiento HST (en el que no se hace ninguna actuación en la interfase) obtiene resistencias del mismo orden o superiores que las obtenidas con los tratamientos HAB y HAL (ambos con abujardado). También se observa que en

los 3 ensayos el tratamiento HLC obtiene los peores resultados, lo que indica claramente que la extensión de una lechada de cemento sin aplicar realizar otra actuación complementaria puede debilitar la interfase.

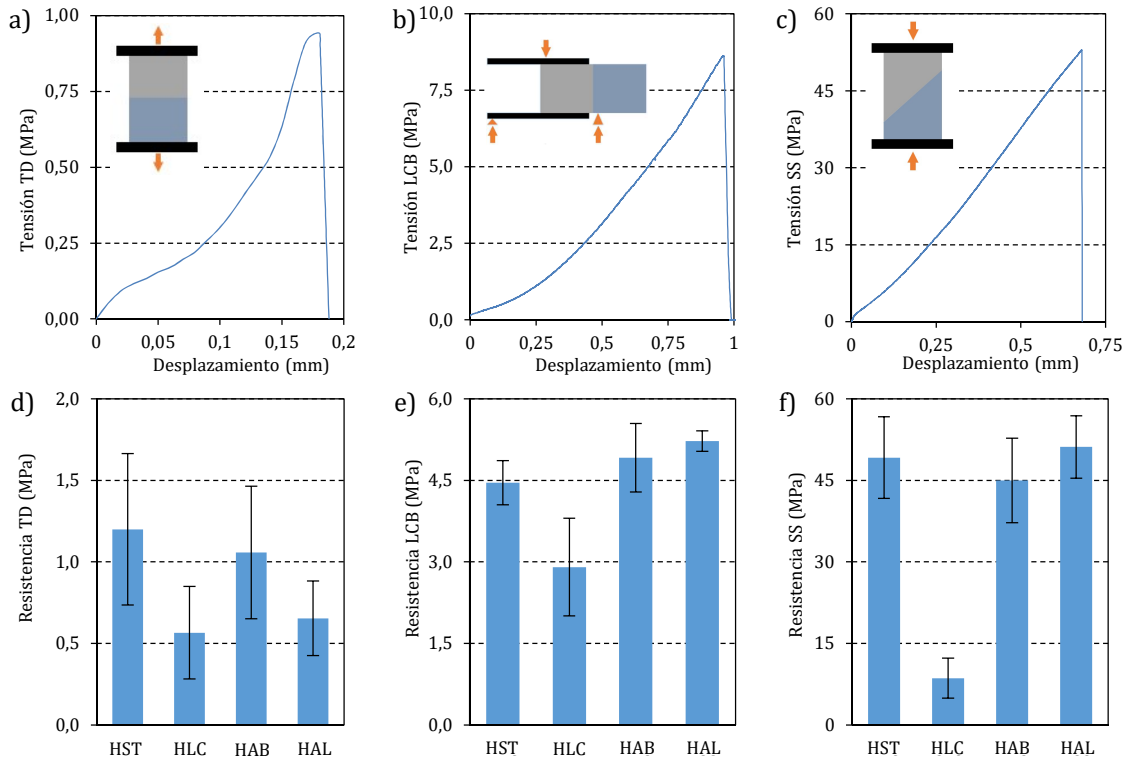


Figura 4.19 – Probetas con sustrato de H: Curvas tensión-deformación típicas bajo ensayos TD (a), LCB (b) y SS (c) y resultados experimentales de TD (d), LCB (e) y SS (f).

Respecto al ensayo de TD, los tratamientos HST y HAB tienen unas resistencias promedios similares (1,20 y 1,06 MPa, respectivamente). Mientras, las de los HLC y HAL son de aproximadamente la mitad (0,57 y 0,65 MPa). Esto indica que la resistencia a tracción de la interfase la proporciona principalmente a la adherencia química entre las capas. Este comportamiento también fue observado por Iovinella et al. (2013), sugiriendo el efecto de la rugosidad es casi despreciable ya que el fallo está relacionado principalmente con las tensiones normales.

En el ensayo LCB, los tratamientos HAL y HAB obtuvieron las mayores resistencias (5,22 MPa y 4,92 MPa), aunque la del tratamiento HST (4,46 MPa) era de un orden similar. Contrariamente, la del HLC (2,90 MPa) fue notablemente inferior al resto. En vista de ello, puede decirse que la rugosidad juega un papel principal en la resistencia ante esfuerzos de corte, ya que en los tratamientos con abujardado (HAL y HAB) la influencia de la lechada de cemento es mínima. Además, cuando la interfase es lisa la adherencia se confía a la componente química. Por ello la resistencia del HST es superior a la del HLC, ya que Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia genera una adherencia similar al abujardado mientras que la lechada de cemento crea un punto débil en la interfase.

Los resultados del ensayo SS se muestran en términos de tensión de compresión aplicada sobre las caras inferior y superior de las probetas. Las resistencias de los tratamientos HAB y HAL se multiplicaron por 1,337 para considerar su menor área de interfase. También se ignoró la posible influencia de las excentricidades de la carga aplicada.

En general, el comportamiento fue similar al del ensayo LCB. Las resistencias de los tratamientos HST, HAB y HAL fueron estadísticamente similares (49,19; 45,00 y 51,14 MPa, respectivamente) mientras que la del tratamiento HLC fue unas cinco veces inferior (8,60 MPa). Ello se debe en una interfase inclinada  $30^\circ$  respecto a la vertical los esfuerzos tangenciales predominan sobre los normales, por lo que la fricción tiene un papel relevante.

#### 4.4.3. Adherencia A-HAAR (*whitetoppings*)

Las Figura 4.20.a, b y c presentan curvas de tensión-desplazamiento típicas para probetas con sustrato A bajo ensayos TD, LCB y SS, respectivamente. A diferencia de las probetas con sustrato de H, las curvas presentaron un comportamiento dúctil con reblandecimiento. Tras llegar a la carga máxima fueron apareciendo incrementalmente pequeñas fisuras, las cuales crecieron hasta el fallo total de la probeta. Durante el proceso de reblandecimiento, las tensiones fueron resistidas por el Aglomerado Asfáltico.

En la Figura 4.20.d, e y f se muestran los resultados de TD, LCB y SS para los diferentes tratamientos de adherencia. El comportamiento general muestra que el tratamiento AST (vertido directo del hormigón de refuerzo sin ninguna actuación en la interfase) presenta las mayores resistencias a tracción y corte, mientras que en el ensayo SS su resistencia es similar a la máxima (alcanzada con el tratamiento AAB).

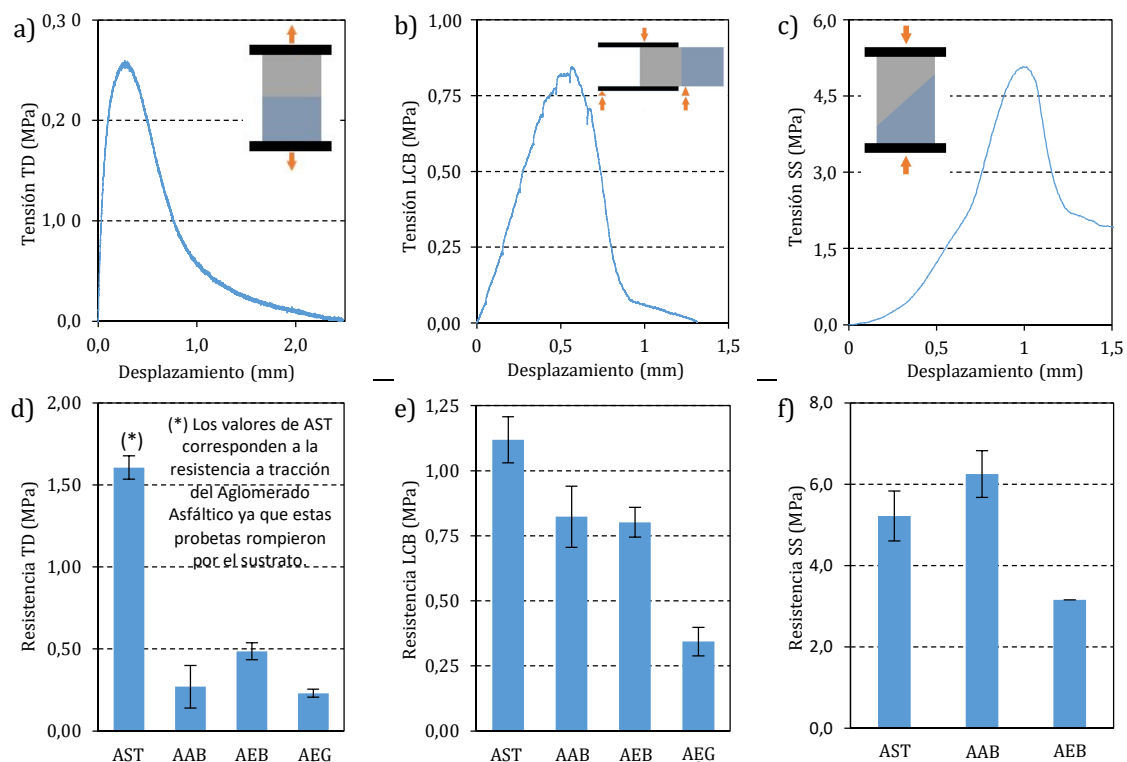


Figura 4.20 – Probetas con sustrato de A: Curvas tensión-deformación típicas bajo ensayos TD (a), LCB (b) y SS (c) y resultados experimentales de TD (d), LCB (e) y SS (f).

Los resultados de TD fueron claramente mayores con el tratamiento AST (1,61 MPa) que los de los tratamientos AAB, AEB y AEG (0,27; 0,49 y 0,23 MPa, respectivamente). De hecho, todas las probetas AST ensayadas fallaron a través de la base de AC, por lo que su los 1,61 MPa corresponden

al 85% de la resistencia a la tracción indirecta de la base de asfalto ( $f_{at,i}$ ). Contrariamente, en los otros tratamientos el fallo se localizó en la interfase.

La elevada resistencia del AST se explica por la existencia de un efecto de imbricación producido debido a la penetración del hormigón de refuerzo (HAAR) en los poros superficiales del Aglomerado Asfáltico. Esta imbricación no se obtuvo con el tratamiento AAB porque el abujardado, aun dejando una superficie rugosa, eliminaba los poros superficiales. En los tratamientos AEB

Respecto al ensayo LCB, la máxima resistencia también se logró con el tratamiento con AST (1,12 MPa) debido a la penetración del HAAR. Entre los tratamientos AAB y AEB, no se observó una gran diferencia entre sus resistencias (0,82 y 0,80 MPa, respectivamente). El hecho de que ambos tratamientos se basen en incrementar la rugosidad sugiere que ésta juega un papel clave en el comportamiento ante esfuerzos de corte. Por otro lado, la baja resistencia del tratamiento AEG (0,34 MPa) se debe a la baja capacidad de adherencia de la emulsión utilizada en él.

Finalmente, los resultados de SS se muestran como información cualitativa debido al número limitado de probetas y habiendo considerado también la menor área de la interfase de las probetas con tratamiento AAB. La mayor resistencia se obtuvo con el tratamiento AAB (6,25 MPa), aunque 1 de las 3 probetas sufrió fallo mixto a través de la interfase. Ello indica que esta resistencia corresponde a una situación límite entre el fallo de la base y el fallo a través de la interfase y, por tanto, la resistencia de las bases de A es próxima a los 6,25 MPa.

A su vez, la resistencia del tratamiento AST (5,22 MPa) es una cota inferior de la resistencia de la interfase puesto que todos las roturas se localizaron en las bases de asfalto. Su menor resistencia ligeramente inferior a la del tratamiento AAB podría explicarse por la dispersión en la resistencia de las bases asfálticas y la dispersión intrínseca del ensayo de *Slant Shear* (SS). En cuanto a la única probeta AEB, su resistencia fue de 3,16 MPa con fallo en la interfase, lo que sugiere que ésta podría ser la resistencia real del tratamiento.

#### 4.5. CONCLUSIONES

En este capítulo se han presentado las bases teóricas para la mejora de la resistencia de una interfase (especialmente a prefisuración) y las ventajas potenciales de emplear Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR) para su mejora. Así mismo, también se ha realizado una campaña experimental para analizar el comportamiento resistente de la interfase entre una base de Hormigón Convencional (H) o Aglomerado Asfáltico (A) y un refuerzo de HAAR. Para ello se han llevado a cabo ensayos de Tracción Directa (TD), de corte puro (LCB) y ensayos *Slant Shear* de combinación de esfuerzos de compresión y corte (SS). Del trabajo realizado se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La resistencia mecánica de una interfase puede clasificarse en resistencia prefisuración y posfisuración. La primera tiene un origen químico, mecánico o mixto (combinación de ambos) mientras que el origen de la segunda es puramente mecánico.
- El HAAR puede contribuir a incrementar la resistencia prefisuración por su menor ángulo de contacto (mejora de la adherencia física y química) y su mayor contenido de cemento (mejora de la adherencia química) respecto a un hormigón convencional.

- Las probetas con base de H (*overlays*) presentaron un comportamiento frágil bajo los 3 ensayos en los 4 tratamientos. Contrariamente, los 4 tratamientos de las probetas con base de A (*whitetoppings*) presentaron un comportamiento dúctil con reblandecimiento.
- Las probetas H-HAAR (*overlays*) con tratamiento HST presentaron los mejores resultados en los ensayos de TD, mientras que aquellas con tratamiento HAL tuvieron los mejores resultados en los ensayos LCB y SS. Sin embargo, en estos dos últimos ensayos el HST presentó resistencias similares a las del HAL (85,44% para el LCB y 96,19% para el SS). Ello indica que el vertido directo del HAAR sobre el H (tratamiento HST) no requiere de actuaciones adicionales en la interfase. Esto se explica por la capacidad del HAAR para mejorar la adherencia química y mecánica, así como por la ausencia de un puente de unión en la interfase que pueda inducir puntos débiles.
- Las probetas A-HAAR (*whitetoppings*) con tratamiento AST fueron las únicas que sufrieron fallo cohesivo a través del asfalto en los tres ensayos. Ello se debe al efecto de imbricación entre las capas que se genera al penetrar el HAAR en los poros superficiales del asfalto. Además, este tratamiento también mostró las mayores resistencias en los ensayos TD y LCB, mientras que el tratamiento AAB alcanzó la resistencia más alta en los ensayos SS. Sin embargo, con el tratamiento AST en este último ensayo se obtuvo una resistencia del mismo orden (83,52% de la obtenida con tratamiento AAB). Ello permite afirmar que el tratamiento AST tuvo el mejor desempeño global y que, como con las probetas H-HAAR, el vertido directo del HAAR (tratamiento AST) evita el uso de tratamientos adicionales.





## 5. MEJORA DE LA RESISTENCIA POSFISURACIÓN DE LAS INTERFASES CON ANCLAJES MECÁNICOS

### 5.1. INTRODUCCIÓN

En el Capítulo 2 se ha explicado que la respuesta de los *whitetoppings* y los *overlays* depende de su adherencia con el firme reparado. En el Capítulo 3 se ha visto cómo debe considerarse la resistencia de las interfases en el cálculo estructural, ya que ella influye sobre la vida útil. En el Capítulo 4 se ha expuesto que la resistencia de una interfase tiene una componente prefisuración y otra posfisuración y cuál es el origen de ambas. Además, se ha demostrado teórica y experimentalmente que un hormigón autocompactante puede mejorar la primera de ellas gracias a su comportamiento fluido en estado fresco.

En cuanto a la resistencia posfisuración, ésta es la capacidad resistente residual que tiene una interfase tras su fisuración y su origen es exclusivamente mecánico. Para proporcionar resistencia posfisuración a una interfase se debe disponer un elemento pasador que cosa la junta entre materiales. Con ellos se evita que los materiales no se separen por completo tras fisurar la interfase.

Aunque los elementos para el cosido de una interfase son de uso muy común en el ámbito estructural (por ejemplo, en estructuras construidas con elementos prefabricados), esta tecnología no se utiliza en los pavimentos. Sin embargo, como los *whitetoppings* y los *overlays* tienden a fallar por su interfase (Perez et al., 2007; Chabot et al., 2013), es de interés estudiar su uso en este tipo de reparaciones y proporcionar métodos para su dimensionamiento.

### 5.1.1. Objetivos

Considerando lo expuesto, los principales objetivos de este capítulo son: (1) comprender cómo la resistencia posfisuración de una interfase puede ser mejorada mediante anclajes mecánicos, (2) desarrollar un modelo simplificado para el dimensionamiento de anclajes mecánicos para el cosido de una interfase, (3) analizar el uso de tornillos como anclaje mecánico mediante obras a escala real y sometidas al tráfico pesado de vehículos y (4) proporcionar unas recomendaciones para la su disposición. Con el fin de lograr estos objetivos generales se definen los siguientes objetivos específicos:

- Proporcionar las bases teóricas acerca de cómo mejorar la resistencia posfisuración de la interfase de un *whitetopping* u *overlay* mediante la disposición de anclajes mecánicos en ella.
- Desarrollar un modelo simplificado de dimensionamiento de anclajes para el cosido de las interfases que considere los efectos de las cargas de tráfico y de las acciones ambientales.
- Estudiar experimentalmente a escala real la influencia del uso de tornillos como elementos pasadores en la resistencia a tracción última de la interfase.
- Construir dos refuerzos de pavimentos a escala real disponiendo tornillos en su interfase y analizar su comportamiento ante cargas de tráfico pesado.
- Aportar unas recomendaciones para la disposición de anclajes fundamentadas en el modelo de dimensionamiento simplificado y en los resultados de los dos refuerzos construidos.

## 5.2. MEJORA DE LA RESISTENCIA POSFISURACIÓN

Tal y como se ha expuesto en el Capítulo 4 (Análisis experimental de la adherencia en refuerzos de HAAR), la resistencia de una interfase entre dos materiales puede descomponerse en una componente prefisuración y otra posfisuración. Mientras la primera se refiere a la capacidad de la interfase para resistir esfuerzos antes de que se alcance su fisuración, la segunda corresponde a la capacidad resistente residual cuando ésta ya se ha producido.

La existencia de resistencia posfisuración es de especial interés cuando la adherencia entre capas se presume débil o de magnitud incierta. Gracias a ella, las capas pueden continuar trabajando solidariamente incluso después de fisurarse su interfase, por lo que los esfuerzos en los materiales siguen siendo menores a aquellos que se producirían con las capas trabajando por separado (ver Apartado 2.3.2 del Capítulo 2).

La resistencia posfisuración se obtiene disponiendo anclajes mecánicos que atraviesen y cosan la interfase. De esta manera, cuando se produce el despegue de las capas y éstas comienzan a separarse, los anclajes entran en carga y absorben los esfuerzos en la interfase de forma análoga cómo lo hacen las armaduras en el hormigón armado (Silfwerbrand et al., 2011).

Debe decirse que la disposición de elementos mecánicos en la interfase es una práctica común en las estructuras de hormigón construidas parciamente con elementos prefabricados. En este tipo de estructuras se suele disponer una armadura pasante en las juntas entre hormigones que les proporciona resistencia ante esfuerzos rasantes.

La resistencia posfisuración que pueden aportar los pasadores a la interfase depende de los siguientes parámetros (Aragón et al., 2008; Solas, 1988; Model Code; EHE-08):

- Área transversal de los pasadores.
- Material de los pasadores.
- Número de pasadores (por unidad de área).
- Ángulo que forman los pasadores con la interfase.
- Anclaje de los pasadores en las capas.
- Resistencia de los materiales de las capas.

El área transversal de los pasadores es uno de los factores más importante a la hora de realizar el diseño del refuerzo de cosido de la junta. La contribución de los pasadores a la resistencia posfisuración de la interfase es proporcional a su área transversal (EHE-08), por lo que cuanto mayor sea ésta, mayores serán los esfuerzos que pueda resistir la interfase una vez perdida la conexión físico-química entre las capas.

En cuanto al material de los pasadores, este también está relacionado con la resistencia posfisuración última de la interfase. Por ejemplo, un mismo pasador de acero será capaz de soportar mayores esfuerzos cuanto mayor sea el límite elástico de éste. El tipo de material de los pasadores se debe seleccionar conjuntamente con los esfuerzos que aparecerán en la interfase, el área transversal de los pasadores y el número de éstos que se debe disponer.

Respecto al número de pasadores que se deben colocar en la interfase, éste debe ser lo suficientemente grande como para que absorban los esfuerzos de las cargas de tráfico y las condiciones ambientales. Por lo general, en regiones donde se produzcan tensiones de mayor magnitud se deberá disponer un mayor número de conectores. Es decir, para aumentar la resistencia posfisuración de la interfase se debe aumentar también el número de pasadores.

El ángulo que forman los pasadores con la interfase también juega un rol importante en el cosido de ésta. Cuanto mayor es su inclinación con respecto de la vertical, mayor es el área transversal proyectada sobre la junta y, por lo tanto, mayor es su contribución al cosido. Sin embargo hay que tener en cuenta que, para un mismo pasador, cuanto mayor es su ángulo con la vertical menor suele ser su longitud de anclaje en las capas.

El anclaje de los pasadores en las capas es fundamental para asegurar que éstos no serán arrancados al entrar en carga. El anclaje de los pasadores depende de la geometría de éstos, de su posición e inclinación con respecto a la junta y de su adherencia con los materiales de las capas (EHE-08). Cuanto mayor sean los esfuerzos sobre la interfase, mayor será también los requerimientos de anclaje. De este modo, para garantizar una alta resistencia posfisuración de la interfase es fundamental que los pasadores tengan un nivel de anclaje lo suficientemente adecuado.

Finalmente, otro factor que influye en la resistencia posfisuración es la propia de los materiales que constituyen las capas del firme. En las zonas próximas a las de los pasadores se generan tensiones concentradas que pueden llegar a romper los materiales de dichas capas. Por lo tanto, para que no se produzca su fallo y la consecuente pérdida del anclaje de los pasadores es fundamental tener en cuenta la interacción entre los materiales y las capas para garantizar su resistencia.

### 5.3. MODELO SIMPLIFICADO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ANCLAJES MECÁNICOS

Para que las capas de firme trabajen de forma conjunta, los anclajes mecánicos a disponer en la interfase deben ser capaces de resistir las tensiones rasantes que puedan producirse en ella. Es decir, el rasante solicitado en la interfase ( $\tau_{rd}$ ) debe ser menor o igual que su rasante último ( $\tau_u$ ).

Como muestra la Figura 5.1, el rasante solicitado  $\tau_{rd}$  es, fundamentalmente, fruto de las acciones de las cargas de tráfico y de las condiciones ambientales a las que está sujeto el pavimento. Por un lado, las cargas de tráfico generan este tipo de tensiones como consecuencia tanto del peso de los vehículos (carga vertical) como de las situaciones de aceleración y frenado (carga horizontal). Por el otro lado, el intercambio de temperatura y humedad de los materiales con el ambiente da pie a deformaciones diferenciales entre las capas del pavimento. La necesidad de compatibilizar estas deformaciones es la que genera la aparición de los esfuerzos rasantes tangenciales.

En cuanto al rasante último resistido ( $\tau_u$ ), si la interfase está completamente fisurada, depende, entre otras variables, del tipo de anclaje que se coloca y de su distribución. El material con el que está fabricado y su geometría definen la fuerza tangencial resultante que es capaz de resistir cada uno de ellos. Aceros de mayor límite elástico y geometrías con mayor sección transversal proporcionan una mayor resistencia posfisuración a la interfase.

La distribución de los anclajes, definida por su densidad superficial y su posición, también influye sobre la resistencia posfisuración de la interfase. Una mayor concentración de anclajes (por unidad de área) proporciona una mayor resistencia a la interfase en esa área. Así mismo, la posición relativa de los anclajes con respecto a las zonas de mayores tensiones rasantes también condiciona la resistencia local de la interfase. Consecuentemente, es deseable aumentar la densidad superficial de anclajes en aquellos puntos donde se esperen tensiones rasantes de mayor magnitud.

Todos los parámetros anteriores deben tenerse en cuenta para el dimensionamiento de anclajes para la conexión mecánica entre capas de firme. En los siguientes apartados se explica la metodología desarrollada para obtener el valor del rasante solicitado  $\tau_{rd}$  así como el tipo y disposición de los anclajes que deben disponerse para resistirlo.

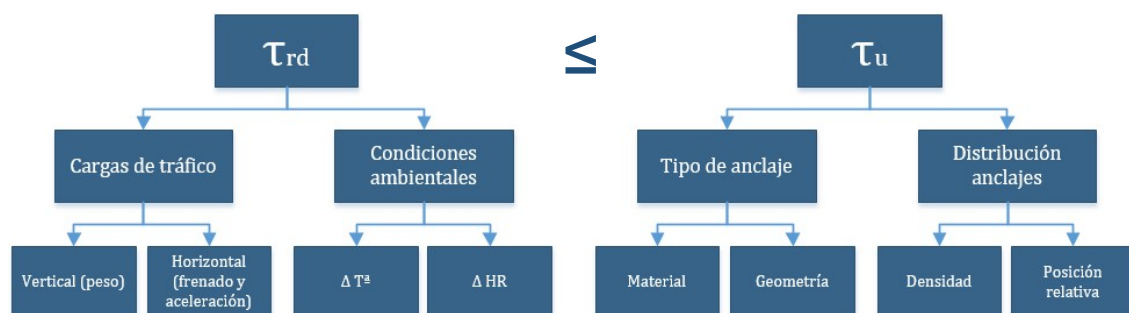


Figura 5.1 – Factores que afectan los rasantes solicitado ( $\tau_{rd}$ ) y resistido ( $\tau_u$ ).

#### 5.3.1. Cálculo del rasante solicitado en la interfase

En aras de diseñar la conexión mecánica para el cosido de la interfase entre las capas de firme es fundamental conocer la distribución y la magnitud de las tensiones tangenciales. Estos rasantes solicitados en la interfase ( $\tau_{rd}$ ) tienen su origen en fenómenos de diferente naturaleza, por

lo que se deben conocer los efectos de cada uno de ellos. En este trabajo se asume que la distribución de tensiones más desfavorable en la interfase es la suma lineal de los siguientes rasantes:

- Rasante debido a las cargas verticales del tráfico (peso).
- Rasante debido a las cargas horizontales del tráfico (centrífuga, aceleración y frenado).
- Tensiones rasantes debidas a las variaciones de las condiciones ambientales.

Las cargas de tráfico tienen sobre la superficie del firme una componente vertical debida al peso de los vehículos y, ocasionalmente, otra horizontal. Esta última se debe o bien a las fuerzas centrífugas cuando el vehículo sigue una trayectoria no-lineal o bien a los fenómenos de aceleración y frenado. Para el diseño de los anclajes deben tenerse en cuenta ambas cargas actuando a la vez ya que cuando aparece la carga horizontal siempre existe la carga vertical debida al peso.

Por otro lado, las tensiones rasantes debidas a los efectos de las variaciones térmicas e higrométricas del ambiente también deben considerarse conjuntamente con las tensiones producidas por el tráfico ya que estas solicitaciones aparecen simultáneamente con el tráfico. Como se explicará a continuación, los rasantes debido a las cargas de tráfico aparecen fundamentalmente en las zonas de roderas mientras que para los efectos ambientales se concentran en los bordes de las juntas.

#### Cálculo de las tensiones rasantes debidas a las cargas verticales de tráfico

Las tensiones rasantes que se producen en la interfase como fruto de la acción vertical de las cargas de tráfico se pueden estimar según el método simplificado de Birmann (1981). Con este método es posible calcular de forma aproximada las tensiones tangenciales rasantes  $\tau_{tv}$  en una losa delgada sometida a una carga vertical circular de presión  $p$  y radio  $a$  aplicada en su centro como lo es de la Figura 5.2.

La metodología de Birmann también ha sido utilizada por Eid (2012) y Nguyen Dinh (2016) para obtener las tensiones rasantes en la interfase de un firme bicapa de tipo *whitetopping* (hormigón sobre asfalto). Ambos autores comprobaron que el método de Birmann es una buena aproximación para obtener tanto la distribución como la magnitud de las tensiones rasantes. Para ello se apoyaron en simulaciones realizada con el Método de los Elementos Finitos (MEF) y con el programa de cálculo de firmes multicapa BISAR.

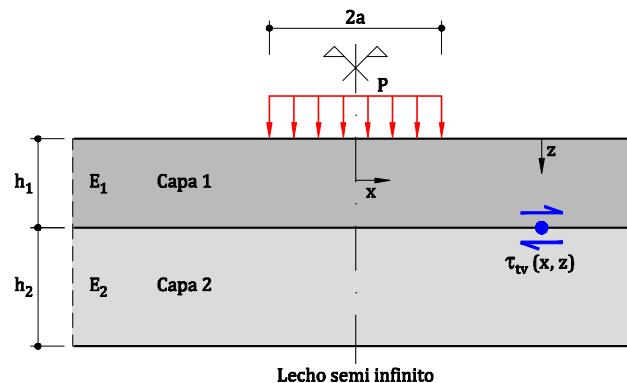


Figura 5.2 – Carga vertical circular sobre firme bicapa.

Como se observa en la Figura 5.3 (Nguyen Dinh, 2016), las tensiones tangenciales en la interfase debida a las cargas verticales de tráfico son nulas en el centro del área circular de aplicación de la carga ( $x = 0$ ) y crecen de forma aproximadamente lineal hasta su valor máximo en el borde de la huella de la carga ( $|x| = a$ ). Para valores de  $|x| > a$  el valor de la tensión rasante decrece hiperbólicamente (Eid, 2012). Además, para distancias mayores a 6 veces el radio de la huella de la carga ( $|x| > 6a$ ) las tensiones obtenidas mediante MEF y BISAR son prácticamente nulas.

La Figura 5.4 muestra la distribución de tensiones rasantes transversales simplificada que se propone en este trabajo. Esta nueva distribución se ofrece para facilitar el cálculo de la resultante de las tensiones rasantes para el posterior dimensionamiento de los anclajes, ya que el uso directo de las ecuaciones de Birmann requeriría resolver una integral semidefinida divergente.

La distribución de tensiones propuesta sigue un comportamiento lineal en el interior de la huella de la carga de tráfico ( $|x| < a$ ) hasta el valor máximo en el borde de esta ( $|x| = a$ ). Para valores de  $|x| > a$  se asume que las tensiones también decrecen linealmente hasta  $|x| = 6a$ , donde su valor es nulo.

El valor de la tensión máxima  $\tau_{tv,max}$  en  $|x| = a$  se calcula con la propia teoría de Birmann (1981) mediante la Ecuación 5.1. En ella intervienen el radio  $a$  y la presión  $p$  de la carga circular vertical de tráfico, el espesor  $h_1$  de la capa superior de firme y los momentos estático  $S_y(z = h_1)$  y de inercia  $I_y$ . Los valores de  $S_y(z = h_1)$  y  $I_y$  pueden obtenerse a través de la analogía de la sección equivalente para firmes bicapa (Eisenmann y Leykauf, 2003; Nguyen Dinh, 2016).

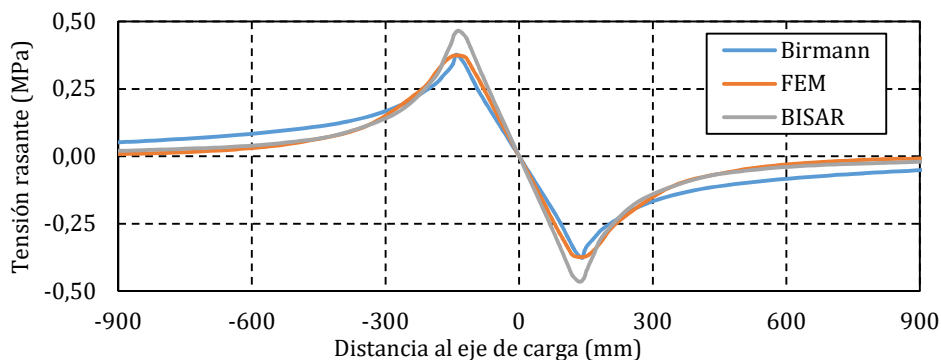


Figura 5.3 – Validación del método de Birmann (1981) para el cálculo de esfuerzos rasantes en la interfase de un firme bicapa (Nguyen Dinh (2016))

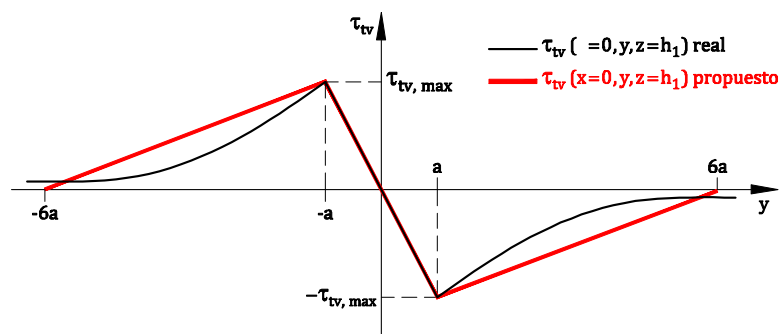


Figura 5.4 – Distribución de esfuerzos rasantes propuesta para las cargas verticales de tráfico.

$$|\tau_{tv,max}| = |\tau_{tv}(x = a, z = h_1)| = \frac{p \cdot a}{2} \cdot \frac{S_y(z = h_1)}{I_y} \quad \text{Ec. 5.1}$$

Como muestra la Figura 5.5, mediante la analogía de la sección equivalente se puede convertir una sección formada por dos materiales distintos en otra en forma de "T" de un único material. Denominando "Capa 1" a la capa superior y "Capa 2" a la inferior y conociendo sus respectivos espesores y módulos elásticos ( $h_1$ ,  $h_2$ ,  $E_1$  y  $E_2$ ), la sección equivalente puede ser caracterizada por el parámetro  $i_{eq}$  y la profundidad de la fibra neutra  $Z_{FN,eq}$ . Tanto  $i_{eq}$  como  $Z_{FN,eq}$  pueden estimarse fácilmente mediante las Ecuaciones 5.2 y 5.3.

Finalmente, obtenidos los valores de  $i_{eq}$  y  $Z_{FN,eq}$ , el momento de inercia  $I_y$  y el momento estático  $S_y(z = h_1)$  se pueden obtener respectivamente con las Ecuaciones 5.4 y 5.5. Como se deduce de la Figura 5.5, el momento estático  $S_y(z = h_1)$  es el correspondiente al área de ancho unitario de la capa superior de la sección equivalente ( $A_{c,eq}$ ) con respecto al eje definido por la profundidad de la fibra neutra  $Z_{FN,eq}$ .

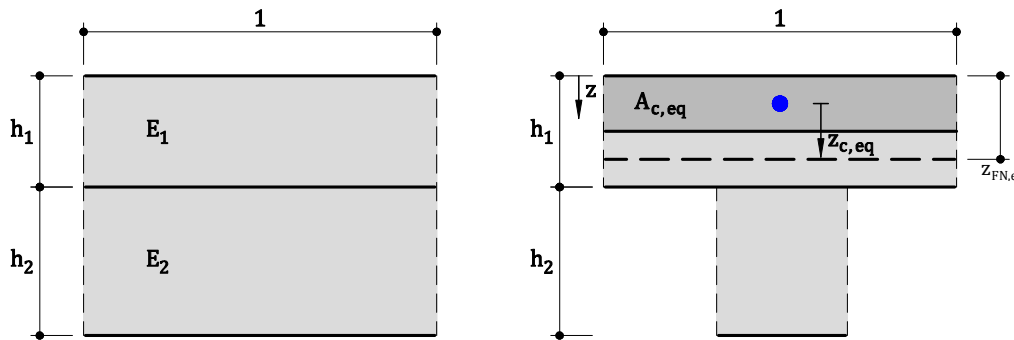


Figura 5.5 – Analogía de la sección equivalente para un firme bicapa (basado en Nguyen Dinh (2016))

$$i_{eq} = \frac{h_1^2}{12} \cdot \left\{ 1 + \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{h_2}{h_1} \cdot \left[ 4 + 6 \cdot \frac{h_2}{h_1} + 4 \cdot \left( \frac{h_2}{h_1} \right)^2 + \frac{E_2}{E_1} \cdot \left( \frac{h_2}{h_1} \right)^3 \right] \right\} \quad \text{Ec. 5.2}$$

$$Z_{FN,eq} = \frac{h_1 \cdot \left[ 0,5 + \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{h_2}{h_1} \cdot \left( 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right) \right]}{1 + \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{h_2}{h_1}} \quad \text{Ec. 5.3}$$

$$I_y = \frac{i_{eq} \cdot h_1}{1 + \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{h_2}{h_1}} \quad \text{Ec. 5.4}$$

$$S_y(z = h_1) = Z_{FN,eq} \cdot h_1 - 0,5 \cdot h_1^2 \quad \text{Ec. 5.5}$$

#### Cálculo de las tensiones rasantes debidas a las cargas horizontales de tráfico

Además de la componente vertical, las cargas de tráfico también tienen una componente horizontal en situaciones de aceleración o frenado. La fuerza horizontal aplicada depende, entre

otros, del peso del vehículo y del coeficiente de fricción entre el firme y los neumáticos (Jones y Childers, 2001). Para el caso de un vehículo pesado, es razonable asumir como valor de cálculo que la fuerza horizontal es igual al 45% de la fuerza vertical (Nguyen Dinh, 2016).

Como muestra la Figura 5.6, para tener en cuenta el efecto de la componente horizontal de la carga de tráfico se asume una carga puntual horizontal de valor  $S$  aplicada sobre la superficie del firme bicapa. El hecho de considerar la carga  $S$  como puntual permite simplificar el problema, obteniendo además resultados del lado de la seguridad.

Lau et al. (1994) presentaron una metodología para obtener las tensiones rasantes  $\tau_{th}$  en la interfase de un firme bicapa sometido a la carga puntual horizontal  $S$  y la cual fue también validada por Eid (2012) y Nguyen Dinh (2016) mediante MEF y con el programa BISAR.

La Figura 5.7 muestra ilustrativamente el aspecto de la distribución de  $\tau_{th}$  en la interfase para la sección transversal a la de la dirección de la carga (es decir, para  $x = 0$  y  $z = h_1$ ). Como es de esperar, la distribución es simétrica y el rasante máximo  $\tau_{th,max}$  se localiza bajo el punto de aplicación de la carga ( $x = y = 0$  y  $z = h_1$ ). Para pequeños valores de la coordenada  $y$  (en la Figura 5.7  $y < 40$  mm), las tensiones  $\tau_{th}$  son aproximadamente iguales a  $\tau_{th,max}$  y después decrecen rápidamente conforme aumenta el valor de  $y$ .

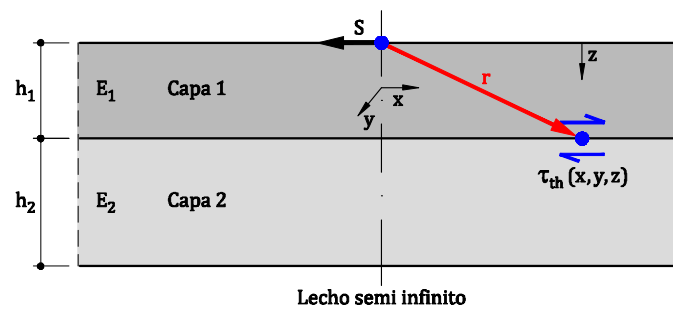


Figura 5.6 – Carga puntual horizontal sobre firme bicapa.

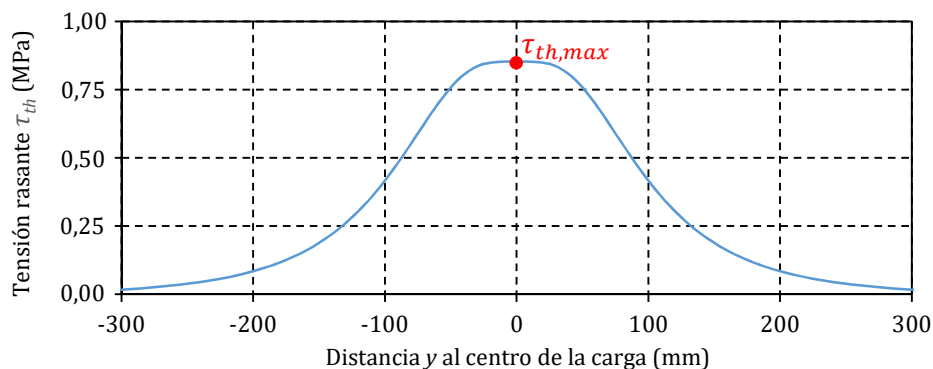


Figura 5.7 – Distribución de esfuerzos rasantes debidos a una carga horizontal de tráfico.

Respecto a las tensiones en la interfase  $\tau_{th}$  en la dirección  $x$ , debe decirse que la distribución más desfavorable se corresponde a la del plano  $y = 0$ . Para este caso, la tensión máxima también se da justo debajo del punto de aplicación de la carga ( $x = y = 0$  y  $z = h_1$ ) y su valor también es  $\tau_{th,max}$ . Puesto que  $S$  es una carga de tráfico que puede ocurrir en cualquier punto de la rodera que describe la rueda de un vehículo mientras avanza, no es necesario conocer la distribución de tensiones



respecto a la dirección  $x$  y basta con considerar la distribución en la dirección  $y$  perpendicular al sentido de avance.

En este trabajo se propone utilizar también para la carga horizontal de tráfico una distribución de tensiones rasantes transversales simplificada  $\tau_{th}(x=0, y, z=h_1)$  como la de la Figura 5.8. En este caso, se supone que la ley de rasantes es constante y de valor  $\tau_{th,max}$  para  $|y| \leq y_{max}^*$  y decrece linealmente hasta tomar valor nulo para  $|y| \geq y_0^*$ .

Según Lau et al. (1994), para calcular  $\tau_{th,max}$  se puede utilizar la Ecuación 5.6 en la que su valor es proporcional al módulo de cizalladura  $G$  y a la suma de las derivadas de los desplazamientos en los ejes  $x$  y  $z$  ( $u$  y  $w$ , respectivamente) con respecto a las direcciones  $z$  y  $x$  en el punto  $(0, 0, h_1)$ . Estos desplazamientos  $u$  y  $w$  se obtienen con las Ecuaciones 5.7 y 5.8 en función de los parámetros elásticos  $G$  y  $\lambda$  y la distancia  $r$  entre el punto de evaluación y el punto de aplicación de la carga horizontal  $S$ .

Por otro lado,  $G$  y  $\lambda$  se obtienen respectivamente con las Ecuaciones 5.9 y 5.10, en las que intervienen el módulo elástico  $E_1$  y el coeficiente de Poisson  $\nu_1$  de la capa superior del firme (Capa 1). La distancia  $r$  puede calcularse con la Ecuación 5.11 y su valor es igual a  $h_1$  cuando se desea obtener  $\tau_{th,max}$ .

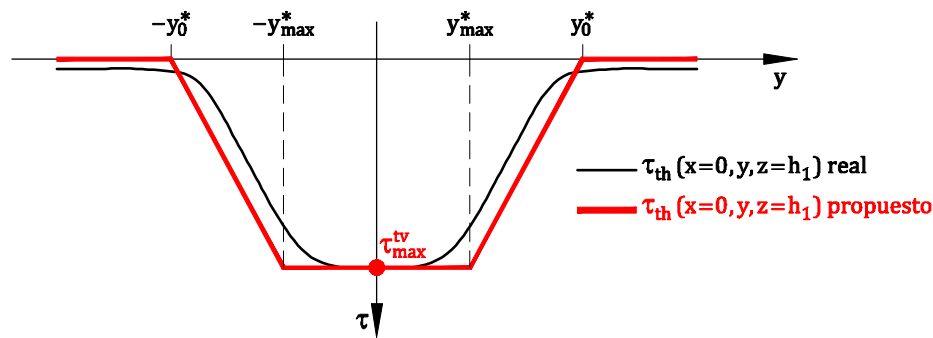


Figura 5.8 - Distribución de esfuerzos rasantes propuesta para las cargas horizontales de tráfico.

$$\tau_{th,max} = \tau_{th}(x=0, y=0, z=h_1) = G \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=0, y=0, z=h_1} \quad \text{Ec. 5.6}$$

$$u = \frac{S}{4\pi G} \cdot \left( \frac{\lambda + 3\mu}{\lambda + \mu} \cdot \frac{1}{r} \right) - \frac{S}{2\pi(\lambda + G)r} + \frac{S}{4\pi(\lambda + G)} \left[ \frac{1}{z+r} - \frac{x^2}{r(z+r)^2} \right] \quad \text{Ec. 5.7}$$

$$w = \frac{S}{4\pi G} \cdot \frac{xy}{r^3} + \frac{S}{4\pi(\lambda + G)} \cdot \frac{x}{r(z+r)} \quad \text{Ec. 5.8}$$

$$G = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu_1)} \quad \text{Ec. 5.9}$$

$$\lambda = \frac{E_1 \cdot \nu_1}{(1 + \nu_1)(1 - 2 \cdot \nu_1)} \quad \text{Ec. 5.10}$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad \text{Ec. 5.11}$$

Puesto que el uso de las Ecuaciones 5.6 a 5.11 de Lau et al. (1994) requiere manejar expresiones matemáticas complicadas que hacen muy aparatoso su uso, aquí se propone utilizar la Ecuación 5.12, cuya obtención se muestra en detalle en el Anejo 2. Esta ecuación ha sido obtenida interpolando diferentes resultados de  $\tau_{th,max}$  obtenidos con las ecuaciones de Lau et al. y asumiendo que el valor del coeficiente de Poisson de la capa superior es  $\nu_1 = 0,18$  (típico del hormigón). Nótese que en la Ecuación 5.12 propuesta tan solo intervienen el valor de la carga  $S$  y el espesor de la capa superior  $h_1$ .

De la misma manera también se han obtenido las Ecuaciones 5.13 y 5.14 para el cálculo de los parámetros  $y^*_{max}$  y  $y^*_0$  de la ley de rasantes propuesta en la Figura 5.8. Nuevamente, puede verse en el Anejo 2 la forma en que se ha llegado a ellas. Debe decirse que en las 3 ecuaciones (5.12 a 5.14) los valores de  $h_1$ ,  $y^*_{max}$  y  $y^*_0$  tienen unidades de milímetros (mm), mientras que la carga  $S$  tiene unidades de Newtons (N) y la tensión  $\tau_{th,max}$  toma unidades de Megapascal (MPa).

$$\tau_{th,max} = -0,1305 \cdot S \cdot h_1^{-2} \quad \text{Ec. 5.12}$$

$$y^*_0 = 2,0 \cdot h_1 + 20 \quad \text{Ec. 5.13}$$

$$y^*_{max} = 0,6 \cdot h_1 - 15 \quad \text{Ec. 5.14}$$

#### Cálculo de las tensiones rasantes debidas a gradientes de temperatura y humedad

El intercambio de temperatura y humedad de las capas de firme con el ambiente genera deformaciones diferenciales entre ellas y que dan pie a la aparición de tensiones tangenciales rasantes en su interfase. Aunque el cálculo de estas tensiones puede resultar complicado, para el caso de firmes bicapa de tipo *whitetopping* u *overlay* también se propone utilizar una metodología simplificada basada en los trabajos de Jonasson (1977).

Jonasson (1977) desarrolló un modelo sencillo para obtener la distribución de esfuerzos rasantes debida a la retracción diferencial de una capa de refuerzo de hormigón colocada sobre otro hormigón. Para ello se basó en simulaciones realizadas por ordenador. Su modelo, también utilizado por FIP (1982) y Denarié et al., (2011), sugiere que la tensión es máxima en los bordes de la interfase y decrece linealmente hasta un valor nulo a una distancia aproximada de 3 veces el espesor de la capa de refuerzo (ver Figura 5.9).

Adoptando la formulación de Jonasson, la tensión rasante máxima  $\tau_{amb,max}$  se puede obtener con la Ecuación 5.15, la cual depende de la diferencia de deformaciones entre ambas capas ( $\Delta\epsilon_{amb}$ ), el módulo elástico de la capa superior ( $E_1$ ) y los factores  $n$  y  $\alpha_h$ . Estos dos últimos factores se calculan a su vez con las Ecuaciones 5.16 y 5.17 que relacionan los módulos y los espesores de la capa superior ( $E_1$  y  $h_1$ ) con los de la capa inferior ( $E_2$  y  $h_2$ ).

Por otro lado, la diferencia de deformaciones entre las 2 capas ( $\Delta\epsilon_{amb}$ ) es difícil de obtener ya que las condiciones del ambiente varían continuamente. Debido a ello las distribuciones de

temperatura y la humedad en las capas son también variables a lo largo del tiempo, por lo que también lo son la deformación de las capas y la tensión rasante entre ellas.

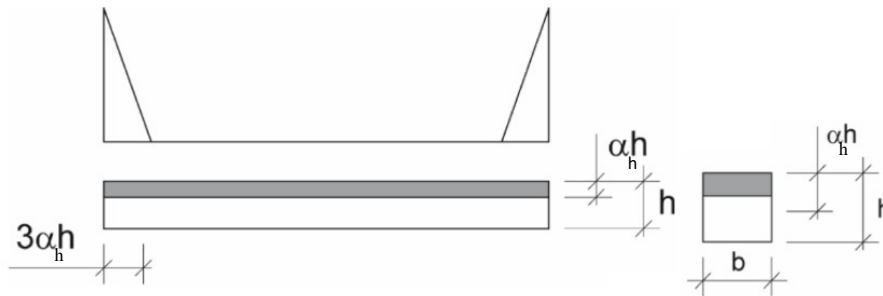


Figura 5.9 – Distribución de esfuerzos rasantes debida a los efectos ambientales (Denarié et al., (2011)).

Aunque su resultado pueda resultar conservador, la Ecuación 5.18 proporciona una aproximación para el cálculo de  $\Delta\varepsilon_{amb}$ . Para su obtención se toma como hipótesis que la temperatura y la humedad del ambiente varían a lo largo del día una magnitud  $\Delta T$  y  $\Delta HR$  respectivamente. Además, también se asume que sólo la capa superior es la que se deforma y que lo hace de forma uniforme en todo su espesor. De esta forma, el valor de  $\Delta\varepsilon_{amb}$  se obtiene conociendo  $\Delta T$  y  $\Delta HR$  y los coeficientes de dilatación por temperatura ( $\alpha_{T,1}$ ) y humedad ( $\alpha_{HR,1}$ ) de la capa superior.

$$\tau_{amb,max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{n \cdot [1 - 4\alpha_h + 6\alpha_h^2 - 3\alpha_h^3 + (n-1) \cdot (1 - \alpha_h)^4]}{n + (n-1) \cdot [n \cdot (1 - \alpha_h)^4 - \alpha_h^4]} \cdot E_1 \cdot \Delta\varepsilon_{amb} \quad \text{Ec. 5.15}$$

$$n = \frac{E_1}{E_2} \quad \text{Ec. 5.16}$$

$$\alpha_h = \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad \text{Ec. 5.17}$$

$$\Delta\varepsilon_{amb} = 0,75 \cdot (\alpha_{T,1} \cdot \Delta T + \alpha_{HR,1} \cdot \Delta HR) \quad \text{Ec. 5.18}$$

### 5.3.2. Cálculo de los anclajes y de su distribución en la interfase

Los anclajes mecánicos tienen como finalidad aumentar la resistencia posfisuración de la interfase entre las capas de firme. Lógicamente, éstos deben disponerse en las zonas de la donde se producen de forma repetitiva los mayores esfuerzos rasantes ya que son las zonas con más probabilidad de despegue de capas. Considerando lo explicado en el Apartado 5.3.1, para refuerzo de tipo *whitetopping* u *overlay*, las mayores tensiones se localizan en las siguientes zonas:

- Zona de roderas (cargas vertical y horizontal de tráfico).
- Bordes de las losa (efectos de las condiciones ambientales).

Para obtener el número y la disposición de los anclajes en la zona de las roderas se considera la envolvente de los esfuerzos tangenciales rasantes producida por ambos tipos carga de tráfico

(vertical y horizontal). Ello se debe a que este tipos de cargases dinámica y las tensiones máximas pueden darse en cualquier punto de la rodera.

En cuanto al cálculo de los anclajes de los anclajes que se deben disponer en la interfase de los *whitetoppings* y *overlays* para resistir los esfuerzos debido a la temperatura hay que tener en cuenta que éstos se localizan en los bordes de las losas. Aunque las condiciones de intercambio de humedad y temperatura de los materiales con el ambiente pueden variar en función de si el borde de la losa está en el interior o exterior del pavimento, en el método de dimensionamiento que se presenta en este trabajo no se consideran distinciones de este tipo. Sin embargo, el proyectista podría tener en cuenta las condiciones de intercambio asignando diferentes amplitudes térmicas e higrométricas diarias para cada una de ellas.

#### Anclajes en la zona de roderas

La Figura 5.10.a muestra la envolvente de la tensión rasante en la interfase producida generada por la carga vertical de tráfico. El rasante se toma en términos de su valor absoluto ya que el parámetro importante es su magnitud y no su dirección y sentido. Para la obtención de la envolvente se ha considerado la distribución simplificada de tensiones obtenida en el Apartado 5.3.1 pero teniendo en cuenta que cuando la carga es estática el rasante presenta simetría axial. Debido a ello, el rasante en el interior de la rodera se considera igual al máximo  $|\tau_{tv,max}|$ .

De forma análoga, en la Figura 5.10.b se representa la envolvente correspondiente al rasante debido a la carga horizontal de tráfico. En este caso, la distribución transversal de las tensiones es igual a la simplificada que también se propone en el Apartado 5.3.1. La consideración de esta hipótesis se explica porque las situaciones de aceleración y frenado generan una fuerza superficial en el firme con la misma dirección que las roderas.

De acuerdo con ambas envolventes, el rasante total unitario debido a las cargas de tráfico que debe resistir los anclajes ( $\tau_{rd,rodera}$ ) en ausencia de fricción entre capas se calcula con la Ecuación 5.19. Las dimensiones de  $\tau_{rd,rodera}$  son N/mm si se introducen los valores de  $a$ ,  $y^*_{max}$  e  $y^*_0$  en milímetros y los de  $\tau_{tv,max}$  y  $\tau_{th,max}$  en MPa.

Finalmente, la Ecuación 5.20 sirve para determinar el área transversal ( $A_{st,rodera}$ ) que deben tener los tornillos que cosen la interfase de la rodera, la separación entre ellos ( $S_{t,rodera}$ ) y su límite elástico ( $f_y$ ) para resistan el rasante unitario  $\tau_{rd,rodera}$ . Nótese que cuanto mayor sea el área transversal y/o el límite elástico del acero, mayor puede ser también la distancia entre tornillos.

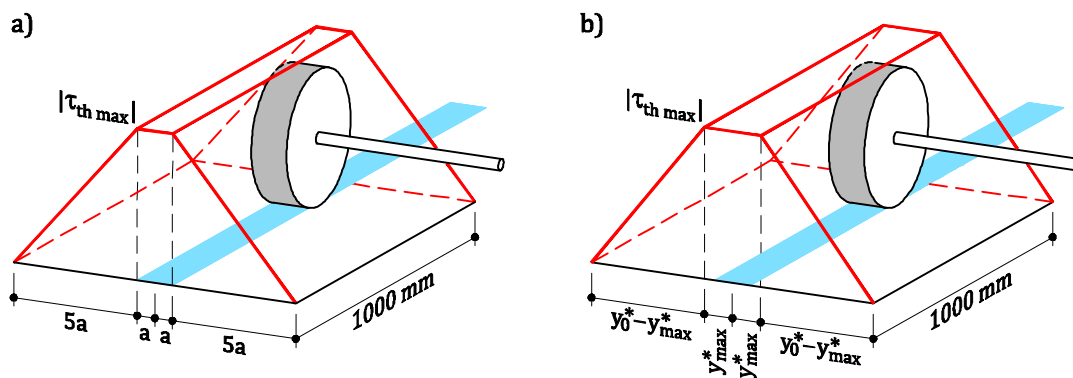


Figura 5.10 – Envolventes de las tensiones rasantes producidas por las cargas de tráfico vertical (a) y horizontal (b) según el modelo propuesto.

$$\tau_{rd,rodera} = 7 \cdot a \cdot |\tau_{tv,max}| + (y^*_0 + y^*_{max}) \cdot |\tau_{th,max}| \quad \text{Ec. 5.19}$$

$$\frac{A_{st,rodera} \cdot f_y}{S_{t,rodera}} = \tau_{rd,rodera} \quad \text{Ec. 5.20}$$

Para facilitar el dimensionamiento, en la se presentan algunos valores de  $\tau_{rd,rodera}$  en función de los espesores  $h_1$  y  $h_2$  y módulos elásticos  $E_1$  y  $E_2$  de la capa superior (Capa 1) e inferior (Capa 2) del firme. Los valores se han calculado para una de las 4 ruedas de un eje simple de 13 toneladas con ruedas gemelas, la cual suele ser la carga tipo en el diseño de firmes de carreteras para España (Ruiz Rubió y Jofré Ibañez, 2003). De esta forma, para la carga vertical de tráfico se ha considerado una huella circular de radio  $a = 113,5$  mm y presión  $p = 0,8$  MPa. En cuanto a la carga horizontal, el valor de la fuerza horizontal  $S$  de frenado se ha considerado un 45% de la fuerza vertical resultante y que corresponde a 14.569 N.

*Tabla 5.1 – Valores del rasante unitario  $\tau_{rd,rodera}$  en función de los espesores y módulos elásticos de las capas del firme.*

		$\tau_{rd,rodera}$ (N / mm)				
$h_1$ (mm)	$h_2$ (mm)	$E_1 / E_2$				
		1	1,5	3	5	10
50	100	423,3	443,6	461,7	462,4	446,2
	150	305,6	329,0	357,3	368,8	373,1
	200	241,2	262,9	292,4	306,7	317,2
	250	202,9	222,0	250,0	265,0	277,6
75	100	370,5	376,2	371,6	356,1	318,4
	150	281,4	294,9	307,0	307,4	296,6
	200	223,7	239,2	256,9	263,1	263,2
	250	185,8	201,2	220,7	229,3	234,0
100	100	320,9	318,1	300,1	275,8	230,0
	150	258,1	264,7	265,7	258,4	236,9
	200	210,7	220,9	229,9	230,2	222,1
	250	176,6	188,1	200,7	204,6	203,2
125	100	277,7	269,7	244,1	216,1	170,5
	150	235,3	236,9	230,3	217,5	189,7
	200	197,8	203,8	206,4	202,2	187,8
	250	168,4	176,5	183,8	184,0	177,6
150	100	241,1	230,1	200,6	172,1	130,3
	150	213,7	211,9	199,9	183,7	153,1
	200	184,8	187,7	185,4	177,6	158,8
	250	160,2	165,6	168,6	165,9	155,2

A modo de ejemplo, supóngase que se desea diseñar los anclajes de la interfase de un refuerzo de tipo *overlay* formado por una capa superior de hormigón de módulo elástico  $E_1 = 30$  GPa y espesor  $h_1 = 100$  mm sobre un pavimento original de hormigón con  $E_2 = 30$  GPa y espesor  $h_2 = 250$  mm. Los anclajes a disponer en cada una de las roderas de la carga tipo de diseño (eje de 13 toneladas con ruedas gemelas) deberían ser capaces de resistir un rasante unitario  $\tau_{rd,rodera} = 176,6$  N/mm. De esta forma, si se coloca 1 hilera de anclajes en la rodera utilizando tornillos de 8 mm de diámetro contruidos en acero de límite elástico  $f_y = 745$  MPa, éstos deberían disponerse con una separación máxima de 212 mm (4,71 tornillos/m).

### Anclajes en los bordes de las losas

Para determinar el rasante total por unidad de longitud  $\tau_{rd,bordes}$  que deben resistir los anclajes en los 4 bordes de una losa se puede suponer que las condiciones de intercambio térmico e higrométrico con el ambiente son las mismas para todos ellos. De esta forma, la tensión rasante máxima  $\tau_{amb,max}$  es el mismo en los 4 bordes y su distribución decrece linealmente hasta una distancia  $3 \cdot h_1$  (ver Figura 5.9).

Teniendo esto en cuenta, el rasante total unitario que deben resistir los anclajes de la en los bordes de la losa se calcula con la Ecuación 5.21. De esta forma y de forma análoga que para el caso de los anclajes de las roderas, el área transversal de los tornillos ( $A_{st,bordes}$ ), su separación ( $S_{t,bordes}$ ) y su límite elástico ( $f_y$ ) se obtiene con la Ecuación 5.22.

$$\tau_{rd,bordes} = \frac{3}{2} \cdot h_1 \cdot |\tau_{amb,max}| \quad \text{Ec. 5.21}$$

$$\frac{A_{st,bordes} \cdot f_y}{S_{t,bordes}} = \tau_{rd,bordes} \quad \text{Ec. 5.22}$$

### 5.3.3. Propuesta de tornillos como anclaje mecánico para coser la interfase

La disposición de anclajes en la interfase de los *whitetoppings* y los *overlays* tiene la singularidad de que se tienen que colocar justo antes de la construcción de la nueva capa de hormigón. Ya que este tipo de reparaciones de firmes suelen afectar a vías en servicio, se suele exigir una rápida apertura al tráfico rodado para minimizar su impacto.

En este sentido, el uso de tornillos de rápida instalación como elemento pasante puede resultar una óptima solución técnica y constructiva. Además, como son elementos de bajo coste (típicamente menos de 1€ por unidad), de muy rápida instalación y que no requieren de mano de obra especializada ni maquinaria pesada, también pueden resultar en una solución competitiva económicamente.

Como muestra la Figura 5.11.a, en este trabajo se han utilizado tornillos HILTI HUS-H 6x80/25/45 (denominación actual HUS3-H6) especialmente diseñados para su colocación en elementos de hormigón. En el Anejo 3 se puede la ficha técnica de este tornillo y la documentación con sus homologaciones.

Estos tornillos tienen 6 mm de diámetro, 80 mm de longitud y están fabricados en acero galvanizado resistente a la corrosión de límite elástico  $f_y = 745$  MPa y resistencia última característica

$f_{uk} = 930$  MPa. Se seleccionó este modelo de tornillo por su bajo coste (< 0,50 €/unidad) y la baja fuerza de expansión que ejercen sobre el material donde se colocan (capa de firme a reparar).



Figura 5.11 – Tornillo HILTI HUS-H 6x80/25/45 (a). Colocación del tornillo en el pavimento (b).

Tal y como se observa en la Figura 5.11.b, su instalación se hace de forma manual. Para ello se perfora un agujero de la profundidad deseada con un taladro eléctrico y posteriormente se coloca y aprieta el tornillo con la ayuda de una pistola eléctrica. El tiempo total de ejecución del agujero y apretado del tornillo es inferior a los 30 segundos por unidad. Además, por la simplicidad del sistema y la ausencia de elementos peligrosos, el proceso de instalación se realiza de forma segura por parte del operario.

## 5.4. EXPERIENCIAS CONSTRUCTIVAS

Para validar el uso de los tornillos como anclajes mecánicos para aportar resistencia posfisuración a la interfase se realizaron 3 experiencias constructivas a escala real. La primera de ellas (Experiencia 0) se realizó para determinar si los tornillos modificaban la resistencia máxima a tracción de la interfase.

Por otro lado, las otras 2 obras (Experiencias 1 y 2) sirvieron para analizar cómo se comportaban ante cargas de tráfico pesado sendos pavimentos reparados con hormigón y con tornillos en sus interfases. Mientras que la en la Experiencia 1 se estudió una rampa de fuerte pendiente sometida a cargas de frenado y aceleración, en la Experiencia 2 se analizó un carril de 229,4 m de longitud construido en una zona de alta intensidad de paso de camiones.

### 5.4.1. Análisis del comportamiento a tracción de la interfase con tornillos (Experiencia 0)

La cuantificación de la resistencia a tracción obtenida con la presencia de tonillos en la interfase se hizo mediante una prueba a escala real (Experiencia 0). Para ello se construyó un refuerzo experimental de tipo *whitetopping* en el interior de la planta de hormigón que la empresa UNILAND tiene en Sant Miquel d'Olèrdola (Figura 5.12). Para ello se habilitó una superficie horizontal de 32,4 m<sup>2</sup> y pavimentada con aglomerado asfáltico en buen estado.

Como muestra la Figura 5.13 el pavimento construido consistía en un refuerzo de hormigón sobre un firme asfáltico. El refuerzo estaba formado por 4 losas (E0.A.i, E0.A.ii, E0.B y E0.C), las cuales se construyeron sin juntas para el control de la fisuración por retracción y sin dejar separación entre ellas. Las dimensiones de las losas eran de 1,80 m de ancho y de 10 cm de espesor, mientras que su

longitud era de 3,4 m para la E0.A.i, 2,6 m para la E0.A.ii y 6,0 m para las losas E0.B y E0.C (ver Figura 5.14).



Figura 5.12 – Emplazamiento de las losas en el interior de la planta.



Figura 5.13 – Aspecto del pavimento de la Experiencia 0.

En las losas E0.A.i y E0.A.ii se dispusieron tornillos en la interfase mientras que en las losas E0.B y E0.C no se colocaron. Además, en las 4 losas el vertido del hormigón se hizo con la superficie del firme original de asfalto húmeda. La colocación de los anclajes en solo 2 de las 4 losas se hizo para poder comparar los resultados experimentales de la resistencia a tracción de la interfase con y sin tornillos.

En la Tabla 5.2 se sintetizan las propiedades de las 4 losas construidas para estudiar la resistencia a tracción de la interfase con y sin tornillos. En ella se indican el material del firme original, sus dimensiones, la presencia o no de fibras en la dosificación y el tratamiento de adherencia utilizado en la interfase.



La resistencia a tracción de la junta entre el refuerzo de hormigón y el firme asfáltico se evaluó en 7 puntos. Éstos se representan en la Figura 5.14 con un número cardinal del 1 al 7 sobre su posición sobre las losas. Puede verse que 3 de los puntos se localizaban en la losa E0.A.i, otros 3 en la losa E0.B y 1 en la E0.C. La adherencia se evaluó 135 días después de la construcción del refuerzo de hormigón para garantizar que el hormigón había madurado suficientemente.

Tabla 5.2 – Características de las losas de la Experiencia 0.

Losa	Firme original	Dimensiones	Hormigón con fibras	Adherencia
E0.A.i		3,4 m x 1,80 m x 10 cm	NO	Anclaje mecánico + Superficie húmeda
E0.A.ii	Aglomerado Asfáltico	2,6 m x 1,80 m x 10 cm	SÍ	Anclaje mecánico + Superficie húmeda
E0.B		6,0 m x 1,80 m x 10 cm	SÍ	Superficie húmeda
E0.C		6,0 m x 1,80 m x 10 cm	NO	Superficie húmeda

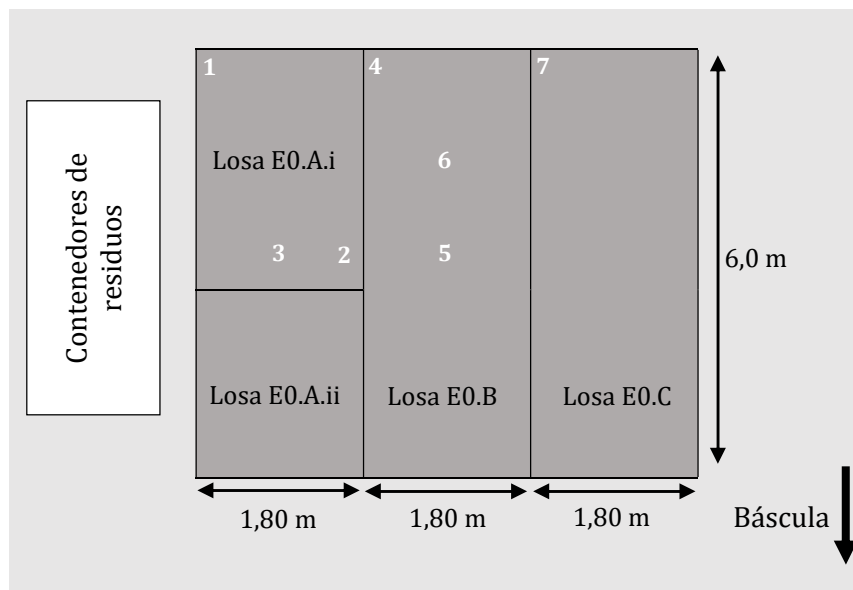


Figura 5.14 – Esquema de las losas de la Experiencia 0.

#### Hormigones utilizados

Como se muestra en la Tabla 5.3, en la construcción de los refuerzos se utilizaron 2 hormigones diferentes, uno para las losas E0.A.i y E0.C y el otro para las losas E0.A.ii y E0.B. Ambos hormigones utilizaban dosificaciones muy parecidas, aunque el de las losas E0.A.ii y E0.B incorporaba  $3,0 \text{ kg/m}^3$  de fibras de poliolefinas y una cuantía adicional de agua de  $20 \text{ kg/m}^3$  con respecto al de las losas E0.A.i y E0.B.

El cemento utilizado era un CEM I 52.5 R Ultraval de rápido desarrollo de propiedades. Este cemento puede desarrollar resistencias a compresión de 50 MPa a las 24 horas de edad y de 82 MPa a los 28 días. Los áridos del hormigón contenían dos fracciones de origen calizo y otra de origen

silíceo, como es común en los hormigones para pavimentos. Esto se debe a que el árido calcáreo suele ser más económico en países como España, mientras que el silíceo aporta resistencia a la abrasión producida por el tráfico rodado.

Tabla 5.3 – Dosificaciones de los hormigones de la Experiencia 0.

Material (kg/m <sup>3</sup> )	Losas E0.A.i y E0.C	Losas E0.A.ii y E0.B
CEM I 52.5R Ultraval	500	500
Arena Caliza 0/4 mm	550	550
Arena Silíceo 0/4 mm	220	220
Arena Caliza 6/12 mm	975	975
Agua	160	180
Superplastificante BASF Glenium SKY-512 (% s.p.c.)	2,0	2,0
Fibras de poliolefinas SikaFiber-M	-	3,0

La Tabla 5.4 muestra los resultados de resistencia a compresión y flexotracción de los hormigones a edades de 24 horas, 7 días y 28 días. En los resultados se observa la rápida resistencia a compresión desarrollada durante las primeras 24 horas, superior a los 45 MPa y la de muchos de los hormigones convencionales ya maduros.

Por otro lado, la resistencia a flexotracción al cabo de 24 horas obtenida con el hormigón de las losas E0.A.ii y E0.C era de 6,1 MPa. Hay que tener en cuenta que la Instrucción 6.1-IC de Firmes (Ministerio de Fomento, 2003) exige el uso de hormigones de resistencia característica a flexotracción de 4,5 MPa para las categorías de tráfico pesado (T00 a T2). En consecuencia, con los hormigones utilizados en estas obras sería posible construir un pavimento y abrirlo al tráfico en el primer día de su construcción, incluso para los vehículos más pesados.

Tabla 5.4 – Resistencia de los hormigones de la Experiencia 0.

Losa	Compresión (MPa)			Flexotracción (MPa)	
	24 h	7 días	28 días	24 h	7 días
2.A.i y 2.C	54.0(*)	-	-	-	-
2.A.ii y 2.B	47.7	69.5	76.8	6.1	7.6

(\*) Ensayo realizado a 22 horas

#### Proceso constructivo

Las 4 losas de refuerzo se construyeron utilizando encofrados fijos y posterior vibrado y nivelación con regla vibrante. Inicialmente se colocaron encofrados de 10 cm de altura delimitando la geometría de las losas. Seguidamente se colocaron los anclajes mecánicos en la interfase de las losas E0.A.i y E0.A.ii y se limpió la superficie de las 4 losas. Tras ello se procedió al vertido y extensión del hormigón sobre la superficie limpia y húmeda.

Como se muestra en la Figura 5.15.a, los anclajes mecánicos de las E0.A.i y E0.A.ii se colocaron siguiendo una matriz estructurada. A una distancia de 15 y 45 cm de los bordes se colocaron tornillos separados 30 y 25 cm entre sí, respectivamente. Además, en los extremos del eje de simetría se colocaron tornillos separados 25 cm. Los tornillos se clavaron en el firme

asfáltico una profundidad de 4 cm de forma que sobresaliesen los 4 cm restantes del espárrago y la cabeza (Figura 5.15.b). La parte no clavada es la que quedaba imbricada en la nueva capa.

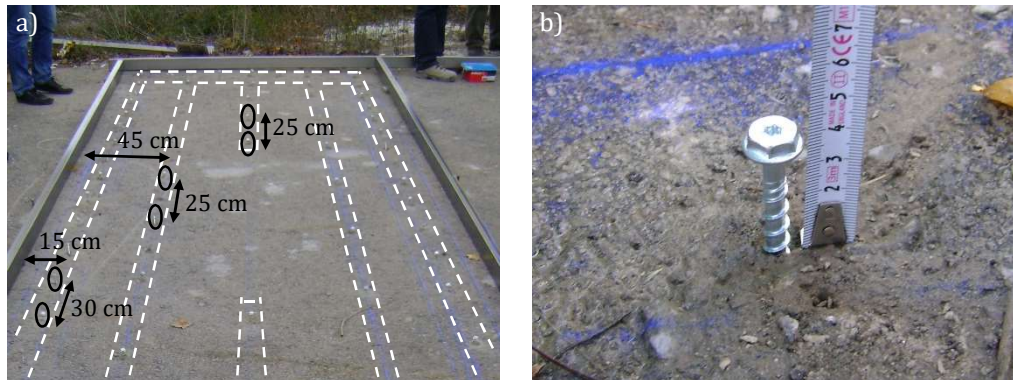


Figura 5.15 – Anclajes mecánicos de la Experiencia 0: disposición (a) y detalle (b).

Como muestra la Figura 5.16.a, el vertido de los hormigones se hizo con un camión hormigonera. El extendido por la superficie de las losas se hizo manualmente por los operarios. Tras ello el hormigón era compactado con una regla vibrante que se ayudaba de los encofrados para delimitar la rasante del refuerzo (Figura 5.16.b). La Figura 5.16.c muestra el aspecto en estado fresco del hormigón con fibras utilizado en la construcción de las losas E0.A.iii y E0.B en estado fresco y en el instante previo a su compactación. Finalmente, la Figura 5.16.d muestra el aspecto general de la zona tras su compactación y posterior extensión de la película de curado en las losas E0.A.iii y E0.B.



Figura 5.16 – Vertido del hormigón en la losa E0.A.ii (a), compactación con regla vibrante (b), hormigón de las losas E0.A.ii y E0.B en estado fresco (c) y aspecto de las losas tras el curado (d).

### Medida de la resistencia de la interfase

Para evaluar la resistencia a tracción de la interfase entre capas se realizó el ensayo Pull-Off (ASTM D4541-17, 2017; Bonaldo et al., 2005), el cual es uno de los métodos de ensayo a tracción más utilizados para evaluar la adherencia entre hormigones (Austin et al., 1995). Como muestra la Figura 5.17, este ensayo consiste en perforar un testigo parcial que penetra hasta la capa inferior de la interfase y posteriormente aplicar incrementalmente una fuerza de tracción en la superficie de la capa superior. El ensayo finaliza cuando se produce el fallo de la interfase, de alguno de los materiales de las capas o de la superficie de aplicación de la fuerza.

En el caso de estas losas, se utilizaba una corona circular de 100 mm de diámetro para perforar el testigo parcial hasta la capa inferior de asfalto. Tras ello, se taladraba un agujero de 4 cm de profundidad en el centro de la cara superior del testigo y se le anclaba una varilla roscada de 10 mm de diámetro utilizando un taco químico (Figura 5.18.a). Tras endurecer el taco químico se traccionaba el extremo de la varilla con un comprobador de anclajes HILTI HAT 28M (Figura 5.18.b). La fuerza máxima de tracción aplicada era indicada por el manómetro del dispositivo y dentro del rango de 0 a 20 kN y con una precisión de  $\pm 2,5\%$ . En el caso de la losa 2.A.ii se utilizó un pachómetro para localizar la posición de los tornillos previamente a su perforación.

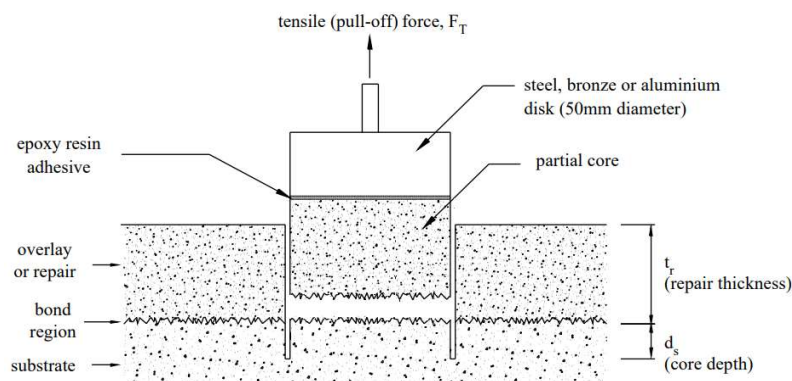


Figura 5.17 – Esquema del ensayo Pull-Off (adaptado de Bonaldo et al., (2005)).



Figura 5.18 – Ensayo de Pull-Off: taladro y colocación de varilla (a) y equipo utilizado (b).

### Resultados de resistencia de la interfase

La Tabla 5.5 presenta los resultados de la fuerza ( $P_{max,PO}$ ) y la tensión de tracción ( $\sigma_{max,PO}$ ) máximas alcanzadas durante el ensayo de Pull-Off en los 7 puntos de evaluación mostrados en la

Figura 5.14. La tabla también incluye la superficie de fallo de cada uno de los testigos. Como se observa, en todos los casos el fallo se produjo a través de la interfase, lo que indica que los resultados obtenidos son representativos de la resistencia del contacto entre las capas.

Tabla 5.5 – Resultados de Pull-Off en el pavimento de la Experiencia 0.

Losa	Tornillos	Posición	$P_{\max,PO}$ (kN)	$\sigma_{\max,PO}$ (MPa)	Superficie de rotura
E0.A.i	SÍ	1	4,0	0,51	Interfase
		2	4,0	0,51	Interfase
		3	4,5	0,57	Interfase
E0.B	NO	4	1,0	0,13	Interfase
		5	2,5	0,32	Interfase
		6	3,0	0,38	Interfase
E0.C	NO	7	4,5	0,57	Interfase

El hecho de haber utilizado dosificaciones muy similares en la construcción de las losas lleva a pensar que las resistencias prefisuración obtenidas serán también muy similares en todas ellas. Las 2 dosificaciones utilizadas (ver Tabla 5.4) se diferencian exclusivamente en la adición o no de fibras y en el contenido de agua ( $160 \text{ kg/m}^3$  en la dosificación de las losas E0.A.i y E0.C y  $180 \text{ kg/m}^3$  en la dosificación de las losas E0.A.ii y E0.B). Tanto la presencia de fibras como la diferente cuantía de agua no se espera que afecten a la adherencia. De hecho, Zhu (1992) determinó experimentalmente que variaciones de la relación agua-cemento no significativas prácticamente no influyen en la resistencia mecánica de la interfase.

Para determinar la resistencia prefisuración de las interfaces se consideran los resultados experimentales obtenidos con las losas E0.B y E0.C ya que los testigos perforados en ambas losas no tenían tornillos en la interfase. De esta forma, la tensión de tracción máxima prefisuración está en el rango de los 0,13 a los 0,57 MPa, con un valor promedio de 0,35 MPa y una desviación típica de 0,18 MPa (51,4%).

Por otro lado, los resultados experimentales de la losa E0.A.i (con tornillos en la interfase de los testigos parcialmente perforados) presentaron unos valores de la tracción máxima cuyo promedio era de 0,53 MPa y su desviación típica de 0,03 MPa (5,7%). La resistencia máxima promedio de la interfase con tornillos es un 51,4% superior a la obtenida sin tornillos y este incremento de capacidad resistente puede otorgarse exclusivamente a la resistencia residual posfisuración proporcionada por los tornillos. Además, también hay una notable reducción de la desviación típica de las resistencias, indicando que el uso de anclajes también podría proporcionar homogeneidad al comportamiento a tracción de las interfaces.

#### 5.4.2. Comportamiento ante cargas de tráfico (Experiencia 1)

Como muestra la Figura 5.19.a, la primera de las experiencias con cargas de tráfico real (Experiencia 1) era un pavimento que daba entrada a una báscula para el pesado de camiones. Este pavimento tenía una superficie de unos  $36,0 \text{ m}^2$  y una fuerte pendiente superior al 7%. El pavimento existente era de mezcla bituminosa, pero debido a su alto estado de deterioro había quedado a la vista la zahorra de soporte en la mayoría de su superficie (Figura 5.19.b). Como el firme se encontraba en el punto de acceso a la báscula de pesado de camiones, la intensidad de circulación de vehículos pesados era elevada.

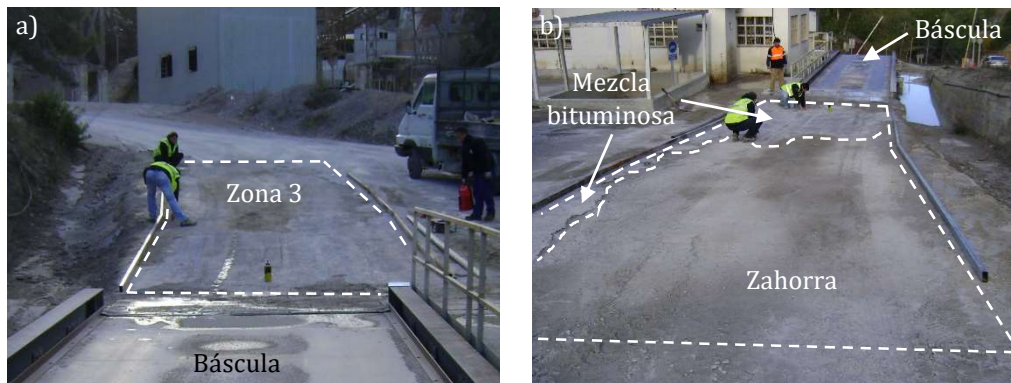


Figura 5.19 – Experiencia 1: vista general de la zona de construcción (a) y detalle de su superficie (b).

El refuerzo de pavimento construido tenía unas dimensiones en planta de 12 x 4 m y estaba constituido por 3 losas de 4 x 4 m. El espesor de la nueva capa de refuerzo era variable ya que fue condicionado por el proceso constructivo. Como el hormigón se deslizaba de los puntos altos a los bajos de la losa durante su puesta en obra, el espesor en la zona cercana a la báscula era de 10 cm mientras que en la zona superior llegaba a ser inferior a los 3 cm en algunos puntos.

La Figura 5.20 representa esquemáticamente las 3 losas construidas en esta experiencia. Cada una de ellas ha sido denominada con un código del tipo *E1.X*, en el que *E1* se refiere a la Experiencia 1 y *X* a un valor alfabético de identificación en sentido creciente desde la báscula de pesado (*X = A, B o C*). También puede verse representadas las juntas de control de la fisuración por retracción, las cuales dividían la losa *E1.A* en 4 sublosas y la *E1.B* en 2 sublosas.

Por otro lado, la Tabla 5.3 muestra la dosificación del hormigón utilizado en la construcción de la Experiencia 1. Esta dosificación es la misma que la de utilizada en las losas *E0.A.ii* y *E0.B* de la Experiencia 0, aunque aumentando el contenido de aditivo superplastificante del 2,0% al 2,5%. Por tanto, se trataba también de un hormigón con fibras plásticas de poliolefinas y de muy rápido desarrollo de resistencias. Sus resistencias a compresión a las 24 horas y a los 28 días de edad eran de 48,7 y 75,0 MPa, respectivamente.

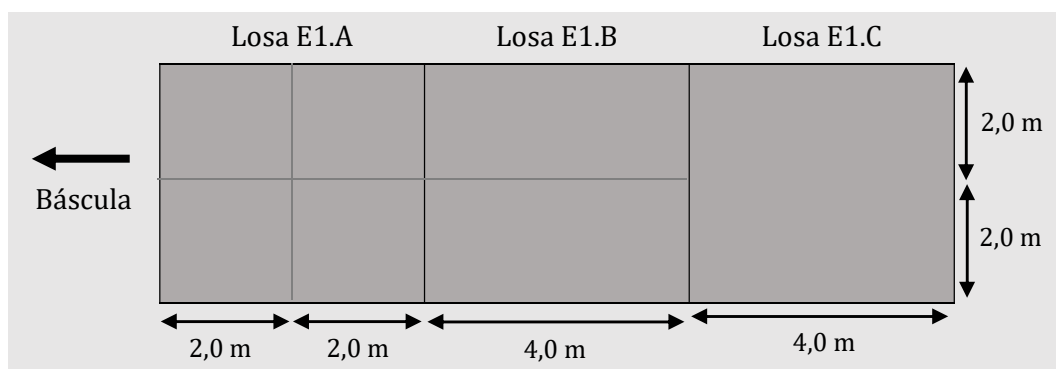


Figura 5.20 – Esquema de la losa de la Experiencia 1.

#### Proceso constructivo

Como se observa en la Figura 5.21.a, la construcción del pavimento de la Experiencia 1 se inició eliminando con un chorro de agua los principales restos de arena y polvo que existentes en la superficie a reparar. Tras la limpieza ello se procedió a la colocación de los anclajes en el firme de

asfalto y de zahorra siguiendo el mismo procedimiento que en la Experiencia 0. Debe decirse que en el material granular de la zorra estaba altamente compactado por lo que también fue necesario utilizar el taladro y la pistola eléctrica para colocar realizar los agujeros y colocar los tronillos. Puede verse en la Figura 5.21.b un detalle del aspecto que tenían los tornillos dispuestos.

Tabla 5.6 – Dosificación del hormigón de la Experiencia 1.

Material (kg/m <sup>3</sup> )	Contenido (kg/m <sup>3</sup> )
CEM I 52.5R Ultraval	500
Arena Caliza 0/4 mm	550
Arena Silíceo 0/4 mm	220
Arena Caliza 6/12 mm	975
Agua	180
Superplastificante BASF Glenium SKY-512 (% s.p.c.)	2,5
Fibras de poliolefinas SikaFiber-M	3,0



Figura 5.21 – Construcción de la Experiencia 1: lavado de la zona (a) y detalle de los tornillos (b).

Previo a verter el hormigón se extendió una capa de lechada de cemento sobre el firme existente (Figura 5.22.a y b). Ésta estaba fabricada con el mismo tipo de cemento que el hormigón del refuerzo (CEM I 52.5 R Ultraval) y su finalidad era proporcionar una capa de imprimación en la zona de zahorra para eliminar las partículas sueltas y reducir el riesgo de penetración en el terreno de la lechada del nuevo hormigón. Además, en la zona donde todavía existía aglomerado asfáltico, esta lechada también proporcionaba una componente química a la adherencia entre capas.

Tal y como se observa en la Figura 5.23.a, el vertido del hormigón se hizo directamente desde el camión hormigonera que lo transportaba y partiendo de la parte superior del pavimento. Puede verse también en esta imagen que el flujo del hormigón pendiente abajo en dirección a la báscula de pesado debido a su baja consistencia. De hecho, el hormigón llegó a verter por encima del encofrado en esta zona (Figura 5.23.b), mientras que en la parte superior del firme el espesor final fue inferior a los 3 cm (Figura 5.23.c)

Tras la extensión del hormigón y siguiendo la misma metodología constructiva que en la Experiencia 0, se procedió a compactar el hormigón con una regla vibrante. A continuación se aplicó una película de producto de curado en toda la superficie del refuerzo (Figura 5.23.d) y, en las

primeras 24 horas, se realizó el corte de las juntas de control de la retracción empleando una sierra de disco.

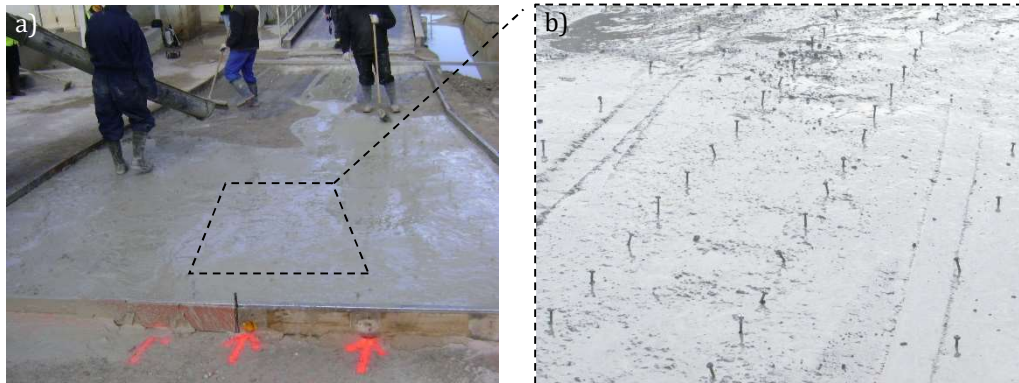


Figura 5.22 – Vista de la zona de la Experiencia 1 antes de hormigonar (a). Detalle de los anclajes y la lechada de cemento (b).



Figura 5.23 – Hormigonado de la Experiencia 1 (a). Detalle antes de vibrar de la zona próxima a la báscula (b). Detalle de la pérdida de espesor en la parte superior (c). Aspecto tras la aplicación del producto de curado (d).

#### Disposición de los tornillos

La disposición de los tornillos en la interfase se hizo teniendo en cuenta las zonas de mayor riesgo de pérdida de adherencia debido a la concentración de tensiones rasantes aunque sin considerar la presencia de las juntas de control de la fisuración a tempranas edades. Estas zonas se



correspondían con los bordes de las losas E1.A, E1.B y E1.C en el caso de los efectos de las condiciones ambientales y a la zona de las roderas de las cargas de tráfico. Además, también se dispusieron tornillos en la franja central entre roderas y entre una de las roderas y un borde para dar resistencia posfisuración a la interfase en el resto de la superficie.

En la Figura 5.24 se muestra esquemáticamente la distribución seguida para disponer las 9 hileras de tornillos en la interfase del pavimento. Puede verse que la distribución de los tornillos no es simétrica ya que las roderas estaban desplazadas hacia la izquierda (en sentido contrario a la báscula). Por otro lado, también puede verse la separación entre los tornillos de los bordes y de las roderas (20 cm) era la mitad de la que tenían los tornillos del resto de la superficie (40 cm). Esto se explica porque se espera que las mayores tensiones aparezcan de forma repetitiva en las roderas y los bordes.

A partir de la metodología propuesta en los Apartados 5.3.1 y 5.3.2 se puede estimar el rasante máximo que podrían resistir los anclajes de los bordes y las roderas. En el caso de los bordes, como los tornillos tienen 8 mm de diámetro, 745 MPa de límite elástico y están distanciados 20 cm, el rasante unitario que podrían resistir es  $\tau_{rd,bordes} = 187,24$  MPa/mm. Para el caso de las roderas, como en ellas se encuentran 2 hileras de tornillos iguales a las de los bordes, el rasante unitario que resistirían también es el doble, es decir  $\tau_{rd,rodera} = 374,48$  MPa/mm.

Para tener una estimación del rasante solicitado, se puede diferenciar el firme en dos zonas: aquella más cercana a la báscula de pesado y cuya capa inferior era de asfalto y el resto de la superficie cuya base era de material granular compactado. En ambos casos se asume que el espesor de la capa de refuerzo de hormigón era  $h_1 = 100$  mm, a pesar de que en la zona más alejada de la báscula su espesor era inferior. Este valor se ha tomado como el más representativo de todo el pavimento. En cuanto a los espesores de las capas inferiores, para la zona con asfalto se puede asumir que  $h_2 = 50$  mm mientras que en la granular  $h_2 = 150$  mm.

En el caso de los tornillos de los bordes dispuestos para el control de las solicitaciones debidas a efectos ambientales en los que  $\tau_{rd,bordes} = 187,24$  MPa/mm, el valor del rasante máximo en los extremos de los bordes de la interfase ( $\tau_{amb,max}$ ) que éstos podrían resistir depende del espesor  $h_1$  de la capa superior. Para los dos tipos de material de sustrato, el rasante máximo resistido vale  $\tau_{amb,max} = 1,25$  MPa.

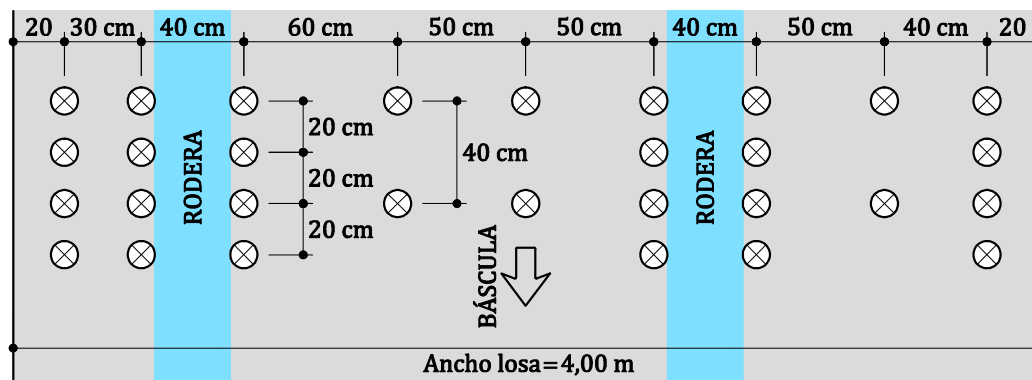


Figura 5.24 – Disposición en planta de los tornillos de la Experiencia 1.

A modo orientativo, si se asume que el módulo elástico del hormigón de refuerzo es de 30.000 MPa, que el del asfalto es de 3.000 MPa y que el del terreno granular es de 500 MPa, la variación térmica diaria que daría pie a esos valores de  $\tau_{amb,max}$  sería de 263 °C en el caso de base

asfáltica y de 415 °C en el caso de base granular. Estos resultados están fuera de toda realidad, lo que indica claramente que la distribución de tornillos en los bordes estaba claramente sobredimensionada.

El mismo procedimiento se puede seguir para evaluar las solicitaciones las que están sometidas las 2 hileras de tornillos que se colocaron en cada una de las roderas. Para ello se supone que sobre ellas circula un eje equivalente de 13 toneladas, que se toman los mismos módulos elásticos de las capas y los mismos espesores  $h_2$  de las capas inferiores que para las solicitaciones ambientales.

De este modo y de acuerdo con la metodología propuesta, la sollicitación que aparecería en la zona de base asfáltica sería  $\tau_{rd,rodera} = 166,3$  MPa/mm y en la zona granular sería  $\tau_{rd,rodera} = 137,6$  MPa/mm. Ambos valores también son muy inferiores al que podría resistir los tornillos (374,48 MPa/mm.), por lo que también hubiese sido posible disponer menos tornillos para resistir los rasantes.

#### Comportamiento tras la apertura al tráfico

Con el objetivo de detectar daños en la losa de hormigón de la Zona 3 (entrada de la báscula), se realizó una detallada inspección visual tras 90 días de su construcción. Durante ese periodo la losa estuvo sometida al paso constante de un número alto de vehículos pesados (Figura 5.25.a). Como orden de magnitud cabe decir que, durante las 4 semanas previas a la visita, en la báscula se pesaron unas 40.000 Toneladas, lo que equivaldría a unos 50 camiones diarios de 40 toneladas de peso.

Como muestra la Figura 5.25.b, en general el pavimento mostraba un aspecto íntegro y sin grandes daños visibles a primera vista. En la superficie no se observó pérdida de material por abrasión y la textura existente era homogénea en toda ella e igual a la obtenida durante la construcción. Por otro lado, las juntas que se cortaron para el de control de la retracción también se mantenían intactas, sin desportillados ni grietas próximas a ellas.

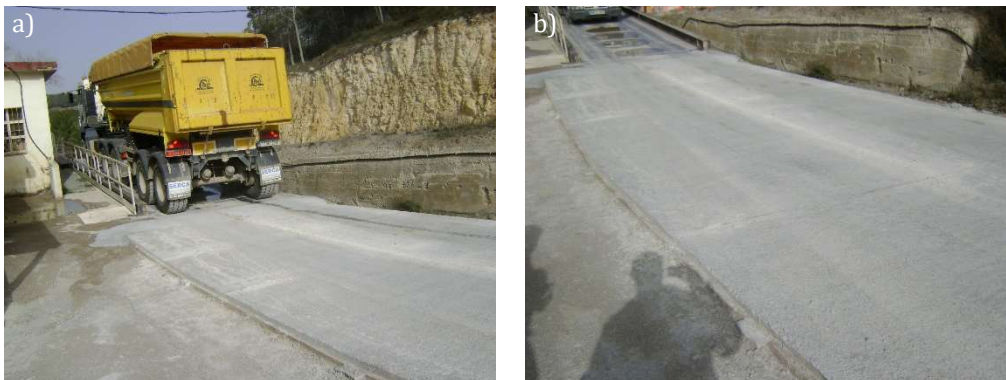


Figura 5.25 – Experiencia 2: camión circulando (a) y aspecto general a 90 días de edad (b).

Sin embargo, tal y como se han representado en la Figura 5.26.a, sí que aparecieron algunas fisuras producidas por la retracción a tempranas edades (líneas en negro) y por las cargas de tráfico (líneas en azul). Las fisuras de retracción aparecieron por dos motivos. En el caso de las situadas en el tercio medio (losa E1.B), se produjeron porque la separación entre juntas transversales seguramente era demasiado grande (4,0 m). Por otro lado, la de que se produjo en la losa E1.C pudo haber aparecido como continuidad de la junta longitudinal ejecutada en los 2 tercios del firme

cercanos a la báscula (losas E1.A y E1.B). Esta fisura era esperable ya que las fisuras por retracción suelen aparecer en estas zonas.

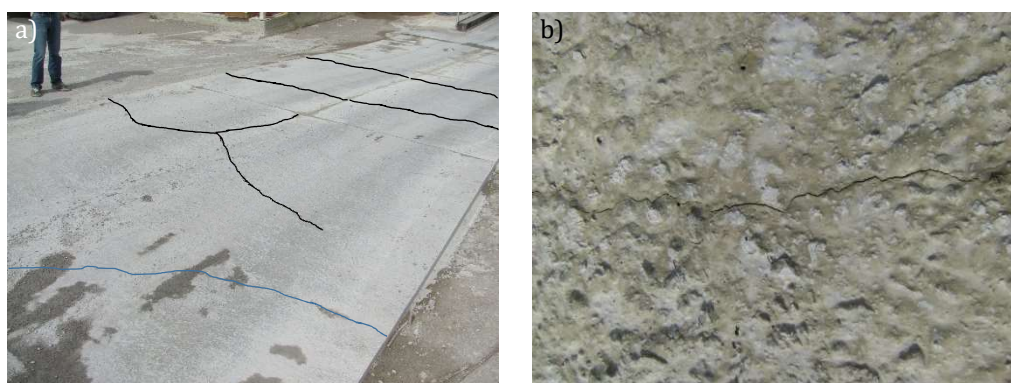


Figura 5.26 – Experiencia 2: fisuras aparecidas (a) y aspecto general a 90 días de edad (b).

En cuanto a la fisura en la esquina de la losa E1.C producida por las cargas de tráfico (ver detalle en Figura 5.26.b), su presencia se puede explicar por 2 motivos. Por un lado, la zona donde apareció esta fisura coincidía con la zona donde los tornillos se clavaban con más facilidad. En consecuencia, la eficiencia de los anclajes mecánicos era más reducida que en el resto de la superficie por tratarse la zorra de un material cohesivo. Por otro lado y posiblemente más importante, en esta zona del pavimento el canto del hormigón era mucho más reducido (en algunos puntos inferior a los 3 cm), debido a una excesiva fluidez del hormigón utilizado. Debido a ello, la capacidad estructural de la capa de hormigón era inferior a la del resto de la superficie.

#### 5.4.3. Comportamiento ante cargas de tráfico (Experiencia 2)

La Experiencia 2 de prueba de los anclajes ante cargas de tráfico consistió en un refuerzo de hormigón sobre otro firme de hormigón ya existente (*overlay*) de 229,4 m de longitud, 3,10 m de largo y 10 cm de espesor. Este pavimento corresponde con al carril de la Experiencia 2 del Capítulo 6, el cual se construyó con una extendidora de asfalto.

Cabe destacar que este pavimento se encuentra dentro de una planta industrial y está habilitado al paso de vehículos, especialmente de gran tonelaje. Debido a ello, el propietario exigía que el pavimento no fallase prematuramente. En consecuencia, se puso especial atención en el diseño y la selección de los materiales para aumentar la vida útil del firme.

Como se observa en la Figura 5.27.a y b, el pavimento original era una gran superficie hormigonada habilitada para la circulación de vehículos pesados y situada de forma próxima a un horno de fabricación de clínker de cemento. Debido a ello la zona suele estar sometida a temperaturas superiores a las de su entorno y sometida en la mayor parte del tiempo a la radiación solar directo.

El firme original se freso en frío en aras de dejar un cajón con el ancho y el espesor del refuerzo. Gracias a este cajón se evitaba el posible desmoronamiento lateral del hormigón fresco durante su puesta en obra. El pavimento se dividió en 2 tramos de longitud similar, disponiendo en uno de ellos anclajes en la interfase. De esta forma, los tratamientos de adherencia resultantes fueron (i) fresado y (ii) fresado + tornillos.

Para la construcción del pavimento se utilizaron 10 dosificaciones de hormigón diferentes (ver Tabla 5.7), las cuales se iban adaptando en función de los resultados de la puesta en obra. Para

su caracterización estructural se realizaron ensayos de resistencia a compresión y flexotracción de los hormigones de E2.8 y E.9. Para el E2.8 se obtuvieron a los 28 días de edad resistencias de 55,45 MPa a compresión y 5,62 MPa a flexotracción. Mientras para el E3.9 y a la misma edad las resistencias a compresión y flexotracción fueron de 60,36 y 6,41 MPa, respectivamente.

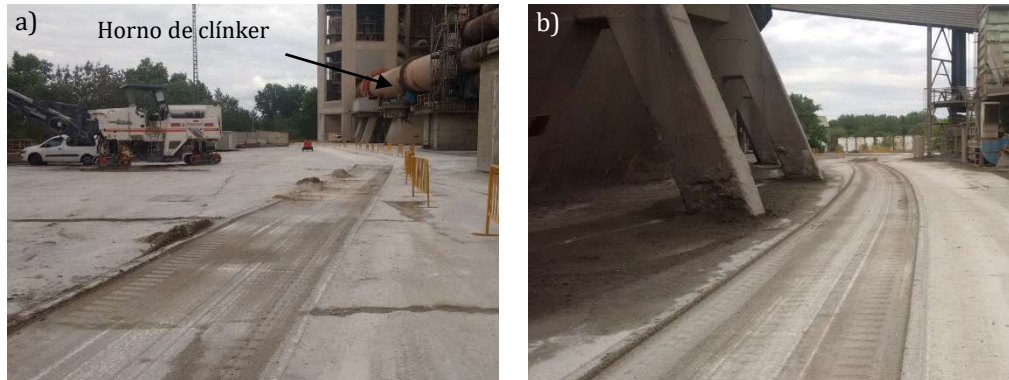


Figura 5.27 – Experiencia 2: aspecto del firme original y del cajón fresado (a, b).

Tabla 5.7 – Dosificaciones de los hormigones de la Experiencia 2.

Material	Dosificación									
	E2.1	E2.2	E2.3	E2.4	E2.5	E2.6	E2.7	E2.8	E2.9	E2.10
CEM I 52,5 R Landfort (kg/m <sup>3</sup> )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Arena caliza 0/2mm (kg/m <sup>3</sup> )	515	515	515	515	515	515	515	515	515	515
Grava caliza 6/12 mm (kg/m <sup>3</sup> )	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300
Agua (kg/m <sup>3</sup> )	125	135	128	130	130	130	130	130	130	130
Superplastificante BASF Glenium SKY-512 (l/m <sup>3</sup> )	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
Plastic. BASF Pozzolith (l/m <sup>3</sup> )	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4

#### Proceso constructivo

Tal y como se observa en la Figura 5.28.a, el proceso constructivo se inició con el fresado del cajón en el hormigón existente. El material eliminado se depositaba en un camión para que fuese tratado posteriormente. A continuación, se procedió a replantear la disposición de los tornillos en el interior del cajón. En los puntos donde éstos se tenían que ubicar se taladraron agujeros verticales de 4 cm de profundidad y tras ello se colocaron los tornillos con la ayuda de una pistola eléctrica. Puede verse en la Figura 5.28.b un detalle de éstos una vez colocados.

Tras la posterior limpieza del cajón con un chorro de agua, se inició la puesta en obra del hormigón con la máquina extendedora de asfalto (ver Figura 5.29.a). Durante el avance, la regla vibrante de la extendedora se apoyaba sobre los bordes del cajón para dar continuidad a la rasante del firme en los bordes del carril de refuerzo.

Una vez extendido el hormigón, se procedía a compactarlo de forma manual con una máquina compactadora de dos rodillos (Figura 5.29.b). Tras ello se aplicaba en la superficie del firme y consecutivamente retardante del fraguado para dar textura de árido visto a la superficie y una película de curado para controlar la pérdida de agua durante las primeras horas. Finalmente, en la

jornada siguiente se ejecutaron juntas transversales en el firme con una separación de entre 3 y 4 metros.

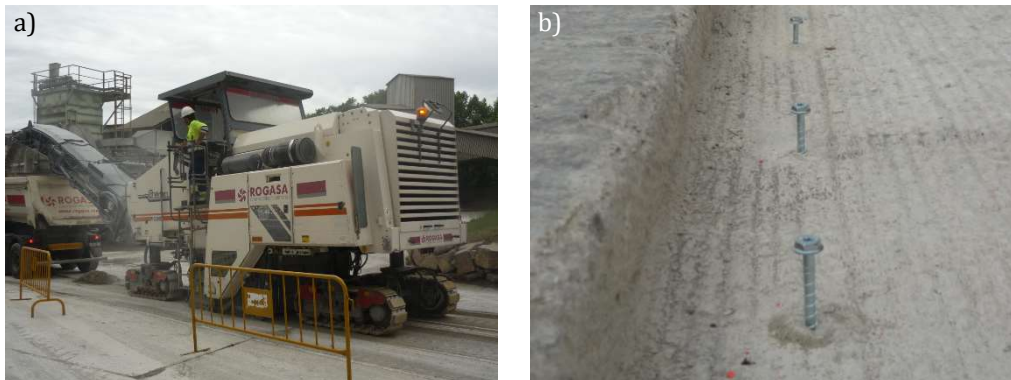


Figura 5.28 – Experiencia 2: fresado del cajón (a) y detalle de los tornillos (b).



Figura 5.29 – Construcción de la Experiencia 2: extensión del hormigón (a) y compactación (b).

#### Disposición de los tornillos

La Figura 5.30 muestra el esquema de las 4 hileras de tornillos que se dispusieron en la mitad del pavimento más cercana al horno de clínker para proporcionar resistencia posfisuración a la interfase. Las 4 filas seguían una disposición simétrica con respecto al eje directriz del carril y a una distancia de unos 10 o 125 cm de cada uno de los bordes.

En el caso de las hileras de los bordes de las losas, la separación longitudinal entre ellos era de 30 cm. Teniendo en cuenta la metodología descrita en los Apartados 5.3.1 y 5.3.2, con esta separación los anclajes podrían resistir un rasante unitario  $\tau_{rd,bordes} = 124,83 \text{ MPa/mm}$ , que al tener la capa de refuerzo un espesor  $h_1 = 100 \text{ mm}$  se correspondería con una tensión rasante máxima en los bordes  $\tau_{amb,max} = 0,83 \text{ MPa}$ .

De modo orientativo se puede estimar cual sería el gradiente de temperatura que daría lugar a tales rasante unitario  $\tau_{rd,bordes}$  y tensión rasante máxima en los bordes  $\tau_{amb,max}$ . Si se asume un coeficiente de dilatación térmica del hormigón de  $10 \cdot 10^{-5} \text{ mm/mm}$ , que el espesor de la capa inferior  $h_2$  es de unos 250 mm y que los módulos del hormigón original y el del refuerzo son iguales ( $E_1 / E_2 = 1$ ), la amplitud térmica diaria que daría pie a esas tensiones sería de  $20,0 \text{ }^\circ\text{C}$ . Esta amplitud térmica es considerablemente elevada teniendo en cuenta que la media anual de oscilación térmica diaria no alcanza los  $12 \text{ }^\circ\text{C}$  en el conjunto del territorio español (AEMET, 2012).

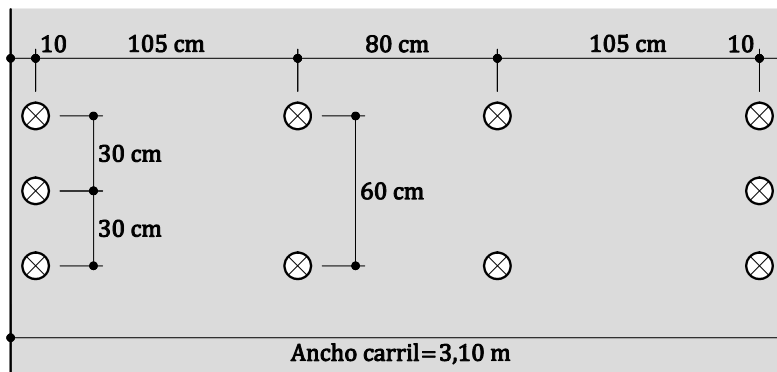


Figura 5.30 – Disposición en planta de los tornillos de la Experiencia 2.

Para las 2 hileras de tornillos situados en la parte central del pavimento la separación mutua era de 60 cm. De esta forma cada una de ellas podría resistir una sollicitación de  $\tau_{rd,rodera} = 62,41$  MPa/mm. Suponiendo que sobre ellas circula un eje equivalente de 13 toneladas, los módulos del hormigón original y el del refuerzo son iguales ( $E_1 / E_2 = 1$ ) y que el espesor de la capa inferior  $h_2$  es de unos 250 mm, la sollicitación que aparecería según la de los Apartados 5.3.1 y 5.3.2 sería  $\tau_{rd,rodera} = 176,6$  MPa/mm.

Este valor último de  $\tau_{rd,rodera} = 176,6$  MPa/mm es 2,83 veces superior al resistido por los anclajes de cada rodera, lo que a priori indica un déficit de sección transversal y/o de densidad de los tornillos en la superficie. Sin embargo, hay que tener en cuenta que metodología de cálculo del rasante que se ha propuesto no considera la existencia de fricción entre las capas. Ese no es el caso de esta experiencia, ya que la interfase estaba fresada para aportar una alta rugosidad.

En todo caso, para subsanar la ausencia de resistencia se podrían adoptar una o más soluciones basándose en dos filosofías. La primera de estas filosofías consiste en aumentar el número de tornillos por unidad de superficie reduciendo la separación entre ellos o añadiendo otra hilera paralela a la ya existente. La segunda de ellas radica en aumentar la sección transversal de los tornillos que cosen la junta aumentando su diámetro o colocándolos de forma inclinada.

#### Comportamiento tras la apertura al tráfico

La apertura al tráfico rodado se hizo la semana posterior al firme, permitiendo la circulación de vehículos pesados por encima de él. Tres semanas después y coincidiendo con los 28 días de la puesta en obra del hormigón, se hizo una visita de reconocimiento visual del firme para analizar la presencia de daños en el pavimento.

Como se observa en la Figura 5.31.a, en la mayoría de las losas apareció una fisura transversal en la mitad de ellas. Además, también se creó una larga fisura longitudinal que recorría las sucesivas losas por su parte central (Figura 5.31.b y c). Sin embargo y debido a su localización en las losas, la aparición de estas fisuras se explica por un efecto de la retracción.

Se debe destacar que la fisuración era más severa en el tramo paralelo al horno de clínker. Este horno es una enorme fuente de calor, por lo que induce una tasa de evaporación del hormigón en las primeras horas de edad muy elevada y la cual exige un curado muy intenso y controlado en aras de reducir la fisuración.

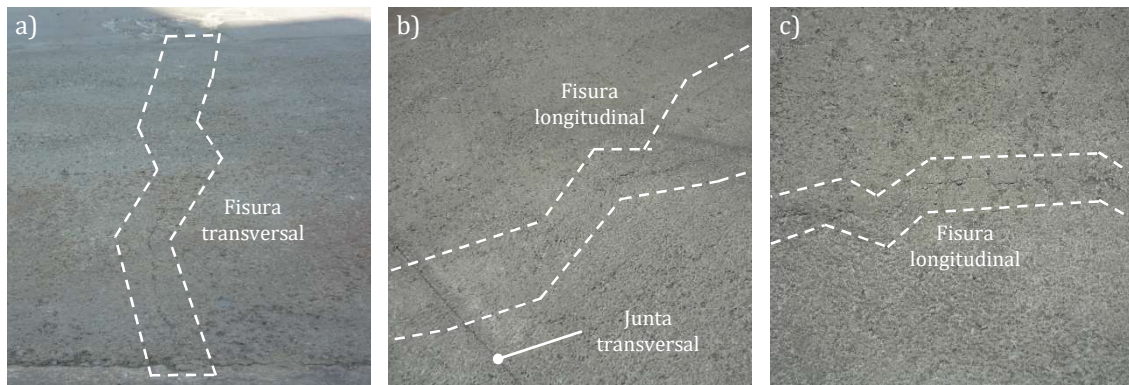


Figura 5.31 – Fisuras de retracción: transversal (a), longitudinal (b) y detalle (c).

Todo lo anterior explica que la aparición de fisuras esté más vinculada a un curado insuficiente del hormigón y/o una distancia entre juntas excesiva que a un mal diseño de los conectores de la interfase. Por tanto, se puede afirmar que el firme con los pasadores se ha comportado de forma estructuralmente adecuada. Sin embargo, el hecho de que el tramo sin tornillos también lo haya hecho no permite cuantificar cuál es la mejora obtenida utilizándolos como elemento de cosido de la interfase.

## 5.5. RECOMENDACIONES PARA LA DISTRIBUCIÓN DE ANCLAJES

Con base en las deducciones teóricas del Apartado 5.3 y en los resultados obtenidos en los pavimentos de las Experiencias 1 y 2 tras su apertura al tráfico rodado, se proponen una serie de recomendaciones para la disposición de anclajes. Éstas se limitan al uso de anclajes de geometría (fundamentalmente área transversal) y acero similar al utilizado en este trabajo. No obstante, no es necesario que los anclajes sean tornillos, sino que pueden usarse otro tipo de elementos de cosido de la interfase como, por ejemplo, barras corrugadas.

La Figura 5.32 muestra las recomendaciones que se proponen para la distribución espacial de los anclajes para el caso genérico de una calzada de 2 carriles (1 por sentido) y 2 arcenes. Se ha elegido este ejemplo por su sencillez conceptual y visual, aunque no por ello se produce una pérdida de rigor ni se pierde la generalidad de la explicación.

En esta figura se han diferenciado los anclajes en 3 tipologías: de rodera, de borde de losa y de centro de losa. Los de rodera, como su nombre indica, se sitúan en las proximidades de éstas y se encargan de resistir las tensiones tangenciales producidas por el tráfico. Se recomienda disponerlos en dos hileras (paralelas o al tresbolillo) separadas transversalmente unos 40 cm, ya que en esta región se concentran las tensiones rasantes máximas debidas al tráfico. La separación longitudinal también es de 40 cm, el doble de la existente en la Experiencia 1, en la cual los anclajes estaban claramente sobredimensionados. Nótese que esta disposición equivale a 5 anclajes/m, valor ligeramente superior a los 4,71 anclajes/m deducidos en el Apartado 5.3.2 para un *overlay* de 10 cm de espesor.

En cuanto a los anclajes de borde de losa, éstos se encargan de absorber las tensiones rasantes que aparecen en la interfase por efectos de las variaciones de temperatura y humedad. Se recomienda colocarlos a 10 cm de los bordes exteriores de éstas y con una separación mutua de 30 cm. Esta es la misma disposición que la utilizada en la Experiencia 2, la cual es adecuada para ciclos

térmicos diarios de unos 20,0 °C. Debe decirse que en los bordes transversales de las losas a priori no se considera necesario colocar anclajes específicos por 3 motivos.

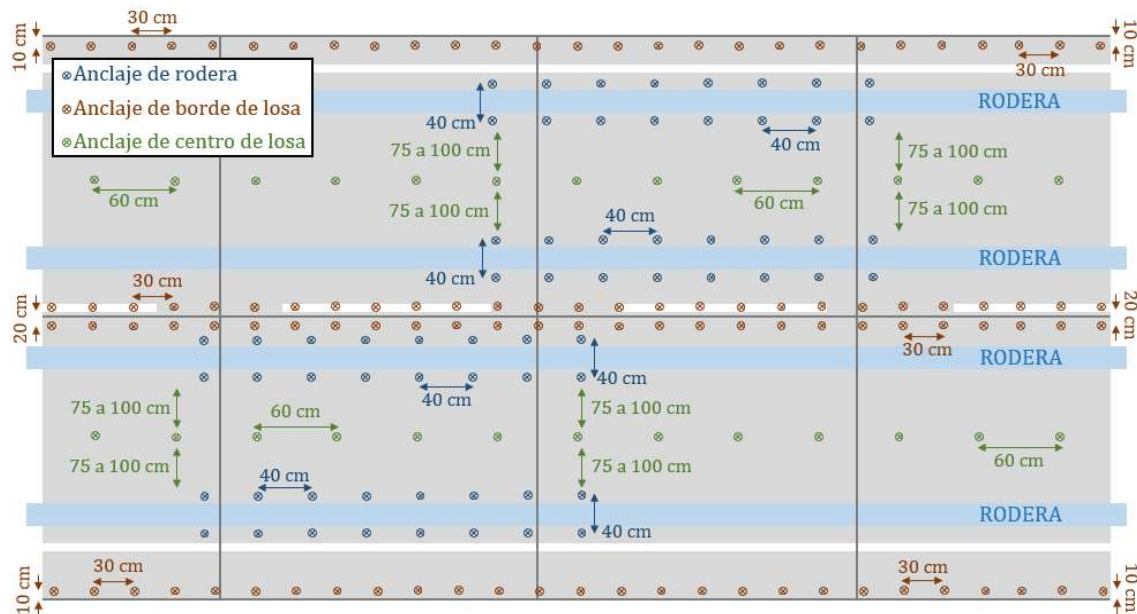


Figura 5.32 – Recomendaciones para la disposición de anclajes.

El primero de ellos es que el resto de anclajes en sentido longitudinal (tanto los de rodera como los de borde y centro de losa) también contribuyen a la resistencia posfisuración de la interfase ante tensiones rasantes en sentido longitudinal. El segundo motivo es que el intercambio de temperatura y humedad con el ambiente en las juntas transversales es inferior al de los bordes longitudinales exteriores de las losas, por lo que también se esperan tensiones rasantes menores. Por último, la tercera razón se debe a aspectos constructivos, ya que hacer coincidir los anclajes con los bordes transversales de las losas obligaría a destinar más recursos (especialmente a tareas de replanteo).

Respecto a los ancles de centro de losa, su objetivo es evitar que en la interfase haya grandes superficies sin ningún tipo de conexión mecánica entre las capas de firme. Se aconseja que éstos se coloquen en los espacios libres entre las franjas de anclajes de rodera y de borde que estén separadas una distancia igual o superior a 1,50 m. Es asumible una separación longitudinal entre anclajes de 60 cm, tal y como se dispusieron en la Experiencia 3. La distancia transversal respecto a otras hileras de anclajes puede estar entre los 75 y 100 cm.

## 5.6. CONCLUSIONES

En el presente capítulo se han realizado 4 bloques de trabajo. El primero de ellos consiste proporcionar las bases teóricas para la mejora de la resistencia posfisuración de una interfase de firme mediante el uso de anclajes mecánicos. El segundo bloque es la elaboración de un modelo analítico simplificado para su dimensionamiento. El tercero corresponde a la construcción de 3 obras a escala real para estudiar tanto el comportamiento de las interfases con anclajes como el de 2 *overlays* con esta técnica constructiva sometidos al paso de vehículos pesados. Finalmente, el cuarto bloque consiste en el desarrollo de unas recomendaciones para la disposición de anclajes. Del trabajo realizado se pueden extraer las siguientes conclusiones:



- La resistencia posfisuración de una interfase se obtiene de forma mecánica colocando en ella elementos pasadores para su cosido. De esta forma, cuando las capas se despegan los anclajes entran en carga y absorben los esfuerzos, análogamente a cómo lo hacen las armaduras. Su valor depende de la geometría y material de los pasadores, su disposición (densidad e inclinación), el anclaje en las capas de materiales la resistencia de éstas últimas.
- El modelo simplificado de dimensionamiento de anclajes mecánicos que se ha desarrollado permite determinar el acero de los anclajes, su diámetro y su disposición en la interfase de forma rápida y sencilla. Con ello se evita la necesidad de resolver problemas matemáticos complejos que requieren una elevada destreza por parte del usuario.
- La presencia de tornillos en la interfase también puede hacer aumentar su resistencia máxima a tracción y proporcionar homogeneidad al comportamiento resistente. Los resultados de los ensayos de Pull-Off en el *whitetopping* (refuerzo de hormigón sobre asfalto) de la Experiencia 0 han mostrado que las interfases con tornillo tenían una resistencia máxima un 51,4% superior a la obtenida sin tornillos. Además, la dispersión de resultados (desviación típica) se reducía en un 45,7% con respecto a las interfases sin tornillo.
- Los pavimentos a escala real con tornillos en la interfase muestran un comportamiento estructural satisfactorio tras someterse al paso continuo de vehículos de gran tonelaje. En el pavimento de acceso a la báscula de camiones (Experiencia 1), a los 90 días de edad, únicamente había aparecido una fisura de esquina por efectos de las cargas de tráfico. En el carril de 229,4 m (Experiencia 2) las únicas fisuras existentes tras 3 semanas de apertura al tráfico pesado eran las de retracción.
- Las recomendaciones para la disposición de anclajes, basadas en el modelo simplificado de dimensionamiento y en los resultados de las Experiencias 1 y 2, permiten obtener de forma sencilla y visual los puntos en los que éstos deben colocarse. En estas recomendaciones se proponen anclajes para las zonas de roderas, para los bordes y para los centros de las losas. Los de roderas se encargan fundamentalmente de absorber las tensiones rasantes en la interfase producidas por el tráfico. Los de borde de losa resisten los efectos de la temperatura y humedad. Mientras, los de centro de losa evitan que haya grandes superficies de la interfase sin ningún tipo de conexión mecánica entre capas.



## 6. CONSTRUCCIÓN DE REFUERZOS DELGADOS CON HCCR

### 6.1. INTRODUCCIÓN

Después de ver en las Partes I (Capítulo 2), II (Capítulo 3) y III (Capítulos 4 y 5) aspectos como el diseño de pavimentos de hormigón, la influencia de la adherencia en el comportamiento estructural y cómo se puede mejorar ésta, esta Parte IV correspondiente al presente capítulo se centra en la construcción de refuerzos de hormigón de poco espesor (10 cm) con Hormigón Compactado Con Rodillos (HCCR),

Como se ha explicado en el Capítulo 2 (Estado del conocimiento), los HCCR pueden ser una solución óptima para la reparación de firmes mediante *whitetoppings* y *overlays* gracias a su alto rendimiento constructivo, su menor tiempo de apertura al tráfico y el menor coste económico. Además, en España existe una mayor disponibilidad de máquinas extendedoras de asfalto (las utilizadas en los HCCR) que máquinas de encofrados deslizantes (las comunes para pavimentos de hormigón en carreteras), por lo que la reparación con HCCR podría tener espacio en el mercado.

A pesar de ello, fruto de las pocas experiencias existentes en la construcción de refuerzos con HCCR, existen preguntas que todavía no tienen una respuesta clara, como por ejemplo la influencia de la regularidad de la superficie del firme a reparar en el acabado superficial de la nueva capa o la posibilidad de utilizar hormigones de rápido desarrollo de resistencias para su construcción. Debido a ello, realizar pruebas a escala real de refuerzos con HCCR de rápido endurecimiento puede resultar de interés para conocer las ventajas y limitaciones de ésta técnica para facilitar así su posible implementación sistemática.

### 6.1.1. Objetivos

Teniendo en cuenta lo expresado, el objetivo de este capítulo es estudiar mediante 2 obras a escala real la posibilidad de utilizar una extendedora de asfalto para la construcción de refuerzos de pequeño espesor con HCCR de rápido desarrollo de resistencias. Para ello se proponen los siguientes objetivos:

- Determinar la influencia de la dosificación del hormigón sobre la puesta en obra con la extendedora.
- Analizar la densidad y la resistencia obtenidas en el HCCR tras su compactación.
- Estudiar la adherencia que se obtiene en la interfase de los *overlays* construidos con HCCR.
- Medir la calidad de la superficie obtenida en términos de regularidad superficial, textura, nivel de confort percibido en los vehículos y ruido de rodadura.

## 6.2. REPARACIÓN DE PAVIMENTOS CON HCCR

La elección de un *whitetopping* o un *overlay* como método de reparación o refuerzo de un pavimento debe realizarse de forma que la disposición de una nueva capa de hormigón sobre el firme existente resulte más competitiva que otras alternativas constructivas. En aras de ganar competitividad, existen por lo menos 4 aspectos claves por los que el HCCR puede presentarse como una solución técnica atractiva. Estos son su alto rendimiento en la construcción, su reducido tiempo para la apertura al tráfico rodado, el menor coste constructivo respecto al uso de hormigón convencional vibrado y la alta disponibilidad en España de la maquinaria utilizada para su puesta en obra.

El alto rendimiento de este método constructivo (LaHucik et al., 2017) hace que los HCCR puedan ser una buena alternativa para la reparación de firmes. Cuanto menor es el tiempo que dura una obra de reparación, menor es el tiempo de afectación a la vía. De esta forma, el empleo de los HCCR puede reducir el período en el que la vía se ve afectada.

De la misma forma, el bajo tiempo que hay que esperar para abrir la vía al tráfico también hace que ésta se vea afectada durante menos tiempo. La elevada compactación que alcanza el hormigón al compactarla permite resistir las cargas de tráfico más ligeras en el instante posterior al paso de las máquinas compactadoras. Gracias a ello, se puede permitir la circulación de vehículos no pesados antes de que el hormigón esté endurecido.

Por otro lado, tal y como señala Adaska (2006), el coste constructivo de los HCCR es inferior al de los pavimentos de hormigón convencional vibrado. Puesto que de por sí los *whitetoppings* y los *overlays* pueden resultar más baratos que otras técnicas de reparación más extendidas (Schmidt y Schmidt, 2012), una reducción del coste de la nueva capa de hormigón se traducirá en un mayor ahorro frente a las soluciones tradicionales de reparación.

Finalmente y en el caso de España, recurrir al HCCR puede ser ventajoso por el tipo de maquinaria empleada para su construcción. Prácticamente la totalidad del parque de máquinas para construir pavimentos de carreteras está compuesto por extendedoras de aglomerado asfáltico y sus correspondientes máquinas de compactación. Gracias a ello, no es necesario que las empresas constructoras adquieran nuevos equipos y, además, la experiencia de los operarios en la construcción de firmes bituminosos puede ser también aprovechada.

### 6.3. EXPERIENCIAS CONSTRUÍDAS

La viabilidad de los Hormigones Compactados Con Rodillos (HCCR) de bajo espesor como solución de reparación de firmes se estudió mediante la construcción de 2 *overlays* sobre sendos pavimentos de hormigón. Ambos se situaban en el interior de la planta de producción de cemento que la empresa UNILAND tiene en Santa Margarida i els Monjos (Barcelona) y correspondían a zonas con elevada circulación de vehículos pesados.

Como muestra la Figura 6.1, el primero de ellos (Experiencia 1) era un refuerzo en forma de carril de 113 m de largo, 6 metros de ancho y espesor aproximado de 10 cm. Su trazado en planta estaba dividido en un tramo aproximadamente recto de unos 62 m de longitud y otro tramo en curva de unos 51 m de longitud. La rasante del firme era completamente horizontal en la mayoría de su longitud, salvo en los últimos metros del tramo curvo donde adquiría una pendiente de entre el 2 y el 5%, aproximadamente. Este refuerzo se construyó directamente sobre el pavimento de hormigón existente tras realizar algunas reparaciones puntuales.



Figura 6.1 – Planta de la Experiencia 1 construida con extendedora de asfalto.

El segundo *overlay* (Experiencia 2), cuya planta aparece en la Figura 6.2, también tenía forma de carril, con 230 m de longitud, 3,10 m de ancho y 10 cm de espesor. Su distribución en planta se podía diferenciar en 4 tramos en sentido Noreste a Suroeste: dos rectas de unos 64 m cada una, un tramo curvo de unos 73 m y una última recta de unos 29 metros. En cuanto a la rasante, ésta era horizontal salvo en la segunda recta de 64 m de longitud, donde existía una ligera pendiente del entorno del 4%. Previa construcción el refuerzo se fresó un cajón y en la mitad de la longitud se dispusieron tornillos (como los usados en el Capítulo 5) para mejorar la resistencia posfisuración de la interfase.

Para evaluar la aptitud de los refuerzos delgados con HCCR se analizó la puesta en obra de los dos *overlays*, las características físicas y mecánicas de los hormigones obtenidos, la adherencia entre el las capas de firme así como la calidad de la superficie de rodadura. Para evaluar la superficie de rodadura obtenida se midió la regularidad superficial (IRI) con perfilómetro láser, la textura con péndulo británico, el confort vibratorio en el interior de un vehículo a través de la medida de aceleraciones en diversos puntos del vehículo y el ruido exterior generado por la rodadura empleando micrófonos binaurales



Figura 6.2 – Planta de la Experiencia 2 construida con extendedora de asfalto.

### 6.3.1. Estado previo de los pavimentos a reforzar

Debido al alto tonelaje de los camiones que circulan por el interior de una planta cementera de este tipo, los pavimentos que se iban a reparar presentaban un alto grado deterioro. En la Figura 6.3.a y b aparece el estado del firme original de la Experiencia 1. Para facilitar la comprensión se ha representado la geometría aproximada del nuevo *overlay* de reparación. Se observan multitud de fisuras, agujeros y grietas de gran apertura en toda su extensión. Estos defectos indicaban la necesidad de tratar la superficie antes del vertido del HCCR para evitar que los daños se reflejasen en la nueva capa de reparación.

En la Figura 6.4.a y b se puede observar el aspecto del pavimento de hormigón sobre el que se construyó la Experiencia 2. Aunque globalmente estaba en mejor estado que el de la Experiencia 1, también podían observarse algunas fisuras de severa magnitud. Además, los bordes de la mayoría de las juntas estaban descantilladas por el continuo paso de vehículos pesados.

Como muestra la Figura 6.5.a, los mayores desperfectos superficiales del firme existente en la Experiencia 1 se parchearon con hormigón para mejorar localmente la superficie de apoyo. No obstante, a nivel global la superficie seguía siendo muy irregular.



Figura 6.3 – Estado previo de la zona donde se ejecutó la Experiencia 1: detalles del inicio (a) y del final de la zona (b).

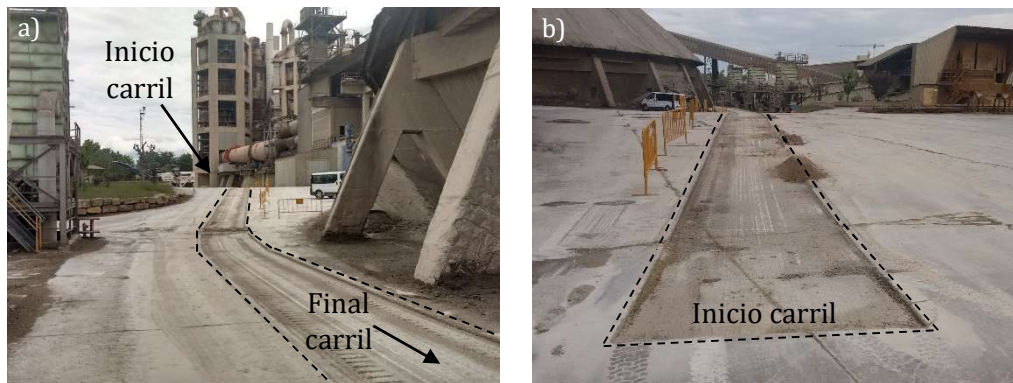


Figura 6.4 – Estado previo de la zona donde se ejecutó la Experiencia 2: detalles de la zona de trazado curvo (a) y del inicio de la zona (b).

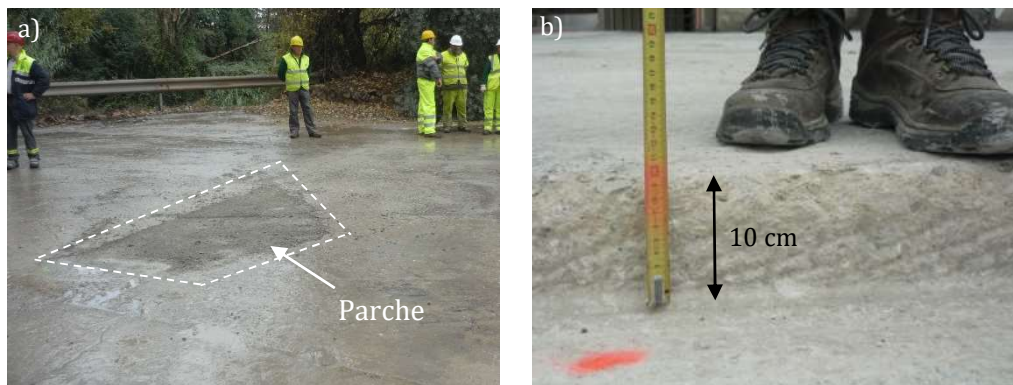


Figura 6.5 – Parche de reparación en la Experiencia 1 (a). Fresado en la Experiencia 2 (b).

Por otro lado y como se observa en la Figura 6.5.b, en el pavimento de la Experiencia 2 se fresó un cajón de 10 cm de profundidad y con la misma longitud y anchura que el pavimento de refuerzo (230 m x 3,10 m). El cajón actuaba como encofrado del hormigón, aportando rugosidad a la interfase y eliminando defectos superficiales y en las juntas. Además, en la mitad de la longitud del cajón también se dispusieron tornillos HILTI HUS-H 6x80/25/45 para el cosido de la interfase. Estos tornillos son los mismos que los analizados en el Capítulo 5.

### 6.3.2. Proceso constructivo y maquinaria utilizada

El proceso de construcción de ambas experiencias consistía de 5 puntos bien diferenciados: (1) la preparación de la superficie de apoyo (parcheado en la Experiencia 1, fresado y colocación de tornillos en la Experiencia 2), (2) la extensión del hormigón, (3) su compactación, (4) la realización del curado y del tratamiento superficial y (5) el serrado de las juntas para el control de la fisuración por retracción. Para realizar las tareas (1), (2) y (3) se utilizó maquinaria pesada, mientras que para las tareas (4) y (5) se utilizaron medios ligeros.

En la Tabla 6.1 se muestra la marca y el modelo de la maquinaria pesada utilizada durante la construcción de ambos refuerzos en función de su tipología y la tarea llevada a cabo con ella. En el Anejo 4 se muestran las fichas técnicas de cada una de las 5 máquinas.

Tabla 6.1 – Maquinaria utilizada en la construcción de los overlays.

Obra	Tarea	Tipo maquinaria	Marca y Modelo
Experiencia 1	Parcheado y extensión del hormigón	Extendedora de asfalto	VÖGELE SUPER 1900-2
	Compactación del hormigón	Rodillo liso vibrante	DYNAPAC CC 334 HF
		Compactador de neumáticos	DYNAPAC CP 142
Experiencia 2	Fresado	Fresadora en frío	WIRTGEN W200
	Extensión del hormigón	Extendedora de asfalto	VÖGELE SUPER 1900-2
	Compactación del hormigón	Rodillo dúplex manual	DYNAPAC LP 6500

La Figura 6.6.a muestra la extendedora de asfalto VÖGELE SUPER 1900-2, la cual se utilizó en ambas experiencias. La máquina era autopropulsada y estaba provista de una regla de extendido con támara y vibración, de forma que el hormigón quedaba precompactado antes de pasar los rodillos. Además, también disponía de extensiones hidráulicas, las cuales permitieron construir los carriles de las 2 obras forma directa en todo su ancho.

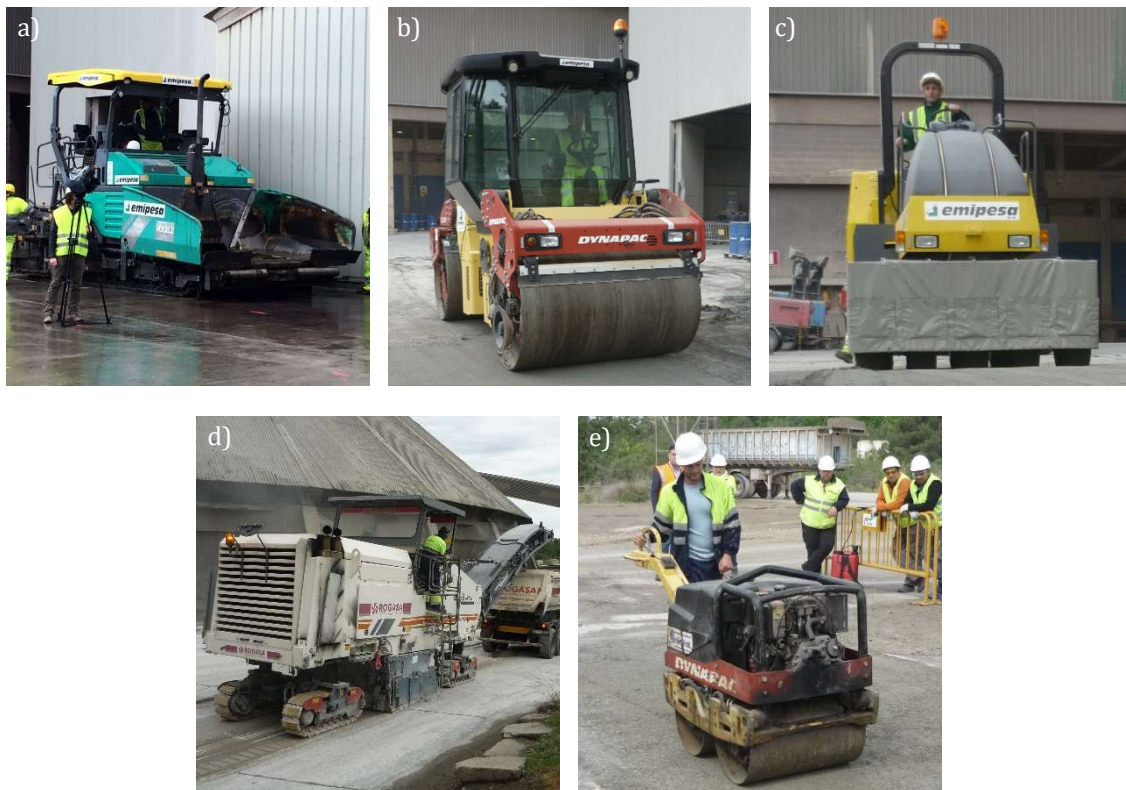


Figura 6.6 – Maquinaria utilizada durante la construcción de los pavimentos: Extendedora de asfalto (a), rodillo liso vibrante (b), compactador de neumáticos (c), fresadora en frío (d) y rodillo dúplex (e).

La Figura 6.6.b presenta el rodillo liso vibrante de tipo tándem DYNAPAC CC 334 HF utilizado en la Experiencia 1. Éste tenía un peso nominal de 10.000 kg y era capaz de generar una



fuerza dinámica de vibración adicional a la generada por el peso propio de 79 kN y con una frecuencia y amplitud de 62 Hz y 0,5 mm, respectivamente.

En la Figura 6.6.c aparece el compactador de neumáticos usado también en la Experiencia 1, éste era un DYNAPAC CP 142, provisto de 9 neumáticos, 4 de los cuales estaban en las ruedas motrices traseras y los otros 5 en las ruedas delanteras. Se dispusieron 6 lastres de 1 tonelada para alcanzar un peso de la máquina de 12.000 kg.

Así mismo, en la Figura 6.6.d se observa la máquina fresadora WIRTGEN W200 utilizada en la Experiencia 2. Éste modelo dispone de un tambor de picas y es capaz de fresar un ancho máximo de 2 metros con una profundidad de hasta 32 centímetros. Finalmente, puede verse en la Figura 6.6.e la compactadora manual DYNAPAC LP6500 utilizada en esta misma obra, la cual tenía un peso neto de 658 kg y estaba compuesta por dos rodillos vibrantes dispuestos en tándem

### 6.3.3. Hormigones utilizados

Los hormigones utilizados en la Experiencia 1 se dosificaron teniendo en cuenta que los HCCR requieren de una consistencia muy seca para que el hormigón en estado fresco pueda extenderse exitosamente con la extendedora de asfalto y compactarse con la maquinaria pesada de compactación. En la Experiencia 2 se recurrió a hormigones menos secos que en la Experiencia 1 ya que el cajón fresado actuaba como un encofrado y eliminaba el riesgo de desmoronamiento del material.

En la Tabla 6.2 y en la Tabla 6.3 se muestran respectivamente las dosificaciones de los hormigones utilizados en la Experiencia 1 y en la Experiencia 2. Para identificarlas se ha incluido un código del tipo *EX.Y*, donde *X* se refiere a la experiencia (1 o 2) y *Y* al número de dosificación dentro de dicha experiencia. Los valores de *Y* han sido enumerados secuencialmente siguiendo el orden en que se dispusieron en obra los hormigones, desde el inicio al final de los pavimentos.

En ambas experiencias, las dosificaciones se ajustaron por tanteo según avanzaba la obra y en función de los resultados obtenidos con la máquina extendedora (trabajabilidad, nivelación, etc.). Mientras que en la Experiencia 1 se fueron modificando las proporciones de árido y agua, en la Experiencia 2 solo se varió el contenido de agua.

Tabla 6.2 – Dosificaciones de los hormigones de la Experiencia 1.

Material	Dosificación							
	E1.1	E1.2	E1.3	E1.4	E1.5	E1.6	E1.7	E1.8
Cemento CEM I 52,5 R Ultraval SR (kg/m <sup>3</sup> )	374	375	375	375	375	375	374	375
Arena silícea 0/2 mm (kg/m <sup>3</sup> )	424	434	451	444	423	441	440	356
Arena caliza 0/4 mm (kg/m <sup>3</sup> )	398	452	447	452	452	445	447	534
Grava caliza 6/12 mm (kg/m <sup>3</sup> )	1114	1073	1065	1080	1066	1074	1067	1076
Agua (kg/m <sup>3</sup> )	84	92	91	92	92	82	82	77
Plastificante (l/m <sup>3</sup> )	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Relación agua-cemento aparente	0,225	0,245	0,243	0,245	0,245	0,219	0,219	0,205

En cuanto a los cementos utilizados, en la Experiencia 1 se utilizó un CEM I 52,5 R Ultraval SR que en las primeras 8 horas es capaz de desarrollar hasta un 50% de la resistencia a 28 días. En

la Experiencia 2 se dosificó con un CEM I 52,5 R Landfort, el cual alcanza cerca de un 50% de la resistencia a 28 días tras 24 horas. Ambos fueron seleccionados con el objetivo de fabricar hormigones que pudiesen facilitar la rápida apertura al tráfico del pavimento ejecutado.

Tabla 6.3 – Dosificaciones de los hormigones de la Experiencia 2.

Material	Dosificación									
	E2.1	E2.2	E2.3	E2.4	E2.5	E2.6	E2.7	E2.8	E2.9	E2.10
CEM I 52,5 R Landfort (kg/m <sup>3</sup> )	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Arena caliza 0/2mm (kg/m <sup>3</sup> )	515	515	515	515	515	515	515	515	515	515
Grava caliza 6/12 mm (kg/m <sup>3</sup> )	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300
Agua (kg/m <sup>3</sup> )	125	135	128	130	130*	130**	130**	130**	130**	130**
Superplastificante (l/m <sup>3</sup> )	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
Plastificante (l/m <sup>3</sup> )	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
Relación agua-cemento aparente	0,313	0,338	0,320	0,325	0,325	0,325	0,325	0,325	0,325	0,325

(\*) La cuba espera mucho antes de verter y se seca el hormigón. Después se añade un poco de agua y se amasa

(\*\*) Se ajusta la dosificación con adición de agua directa sobre el camión, para conseguir una consistencia más blanda que proporcionaba una mejor terminación en el pavimento.

Las relaciones agua-cemento aparentes (sin considerar el agua de los aditivos) de los hormigones de la Experiencia 1 estaban comprendidas entre 0,205 y 0,245, mientras que las de los hormigones de la Experiencia 2 iban desde 0,313 a 0,338. Además, en esta última se utilizó más del doble de aditivo plastificante que en la primera obra y también se añadió un 2,4% de superplastificante para que los hormigones fueran más fluidos.

El hecho de adaptar tanto los hormigones durante la ejecución de ambos refuerzos indica que la puesta en obra con la extendedora de asfalto es muy sensible a la consistencia del hormigón. Esto puede representar una limitación a la hora de utilizar hormigones de rápido endurecimiento, ya que la consistencia puede variar sustancialmente durante el transporte del hormigón de la planta de amasado a la obra.

## 6.4. DESARROLLO DE LAS OBRAS

### 6.4.1. Experiencia 1

El carril de la Experiencia 1 se construyó por completo en un solo día, aunque se utilizó el día previo para ajustar la maquinaria y limpiar el firme original de restos de polvo y arena con la ayuda de una máquina barredora y agua a presión. El mismo día de la construcción del *overlay* se procedió a parchear las zonas con mayor presencia de desperfectos, utilizando también la extendedora de asfalto y el rodillo liso vibrante (Figura 6.7.a).

Los hormigones utilizados tanto en los parches como en la construcción del refuerzo se fabricaron en la misma planta de producción de cemento y se transportaron a la obra con camiones bañeras y camiones volquetes. Se utilizaron este tipo de camiones ya que vierten el hormigón directamente sobre la tolva de la extendedora y de forma más rápida que un camión hormigonera convencional (Figura 6.7.b).



Figura 6.7 –Parcheado de los baches del pavimento original (a). Vertido del hormigón sobre la tolva de la extendedora (b). Extensión del hormigón (c). Espesor final tras compactación (d)

Como muestra la Figura 6.7.c, tras el parcheado se procedió a construir el carril con la extendedora. Para ello se configuró la regla extensible que ésta tenía acoplada a un ancho de 6,0 metros, lo que permitió extender todo el ancho del carril de una sola vez. La velocidad de avance era de 1,0 m.l./min, colocando una capa de unos 14 cm de espesor de hormigón antes de la compactación.

El compactador de rodillo liso vibrante y el de neumáticos se pasaban de forma continua a la extendedora de asfalto. Ello mejoraba el aspecto superficial del hormigón, cerrando la mezcla y disminuyendo su porosidad. Como puede verse en la Figura 6.7.d, el espesor final obtenido a lo largo del carril tras la compactación fue de unos 10 cm. Las juntas se cortaron durante las primeras 24 horas tras la extensión del hormigón.

Finalmente, en la Figura 6.8.a y b aparece el aspecto visual del firme después de 2 meses y medio de su construcción. Nótese que el firme está al mismo nivel que el pavimento de su entorno ya que este último se recreció después de construir el carril para dar continuidad geométrica a toda la superficie.

#### 6.4.2. Experiencia 2

La ejecución de la Experiencia 2 se hizo en 2 días, el primero de preparación del firme a reparar y el segundo de construcción del refuerzo. Como muestra la Figura 6.9.a, la construcción se inició con el proceso de fresado del firme existente. Acto seguido, se replanteó la disposición de los tornillos en la primera mitad del carril y se taladraron los agujeros de 4 cm de profundidad donde se

introducían. Posteriormente y como puede verse en la Figura 6.9.b, se apretaban con la ayuda de una pistola eléctrica. Una vez colocados los tornillos se limpió la superficie fresada con un chorro de agua.

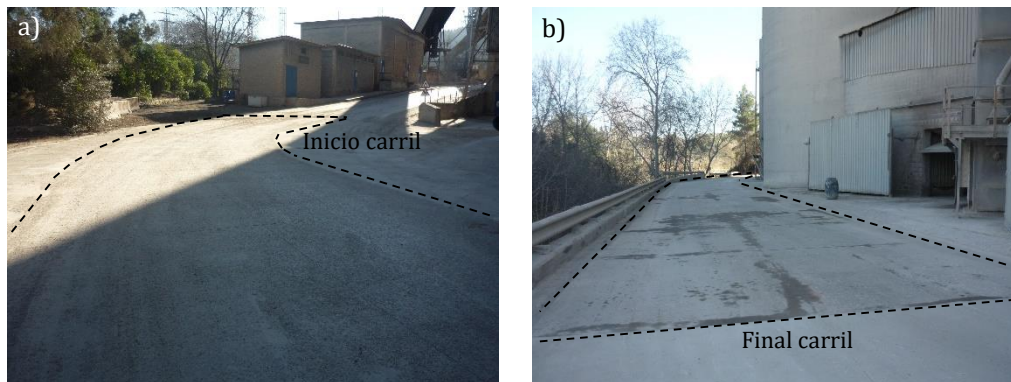


Figura 6.8 – Aspecto del pavimento de la Experiencia 1: inicio (a) y final (b).

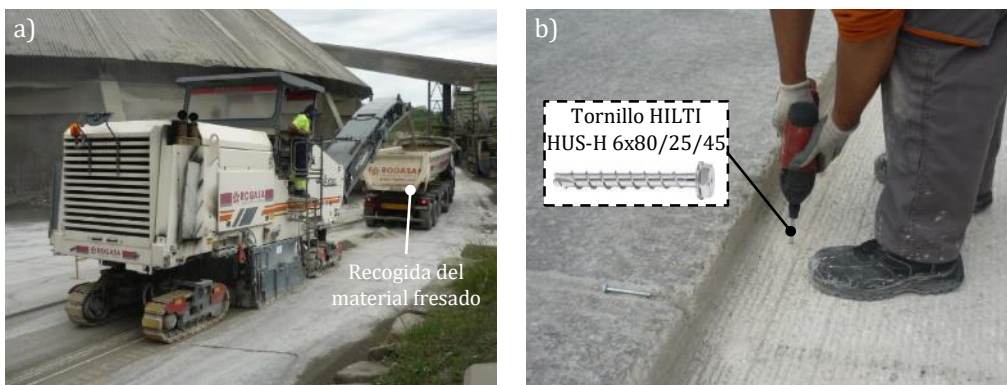


Figura 6.9 – Máquina fresadora trabajando (a). Colocación de los anclajes mecánicos (b).

Tras preparar la superficie del firme existente, se extendió el hormigón hasta la rasante del cajón fresado, realizando de una vez todo el ancho del carril (Figura 6.10.a). En ocasiones la regla extendidora dejaba surcos longitudinales sobre la superficie del pavimento que debían ser corregidos manualmente por los operarios. Tal y como se presenta en la Figura 6.10.b, los extremos de la regla de la extendidora se apoyaban sobre los bordes del cajón fresado. Con ello se daba continuidad geométrica entre la superficie del refuerzo y el pavimento original. La velocidad de avance aproximada era de 0,6 m.l./min.

Tanto el amasado de los hormigones como su vertido sobre la tolva de la extendidora se hizo con camiones hormigonera (Figura 6.11.a). En ocasiones, al cambiar de camión se producía un déficit de hormigón en el interior de la máquina, lo que provocaba que apareciesen defectos superficiales (Figura 6.11.b). Al igual que con los surcos longitudinales, estos también se subsanaban manualmente.

Como puede verse en la Figura 6.12.a, se procedió a la compactación del *overlay* con la compactadora manual tras esperar a que el hormigón tuviese resistencia suficiente como para resistir el peso de la máquina. Ésta se configuró de forma que trabajase sin vibración, haciendo pasadas inicialmente de forma paralela a la directriz del pavimento y después transversalmente a ésta.

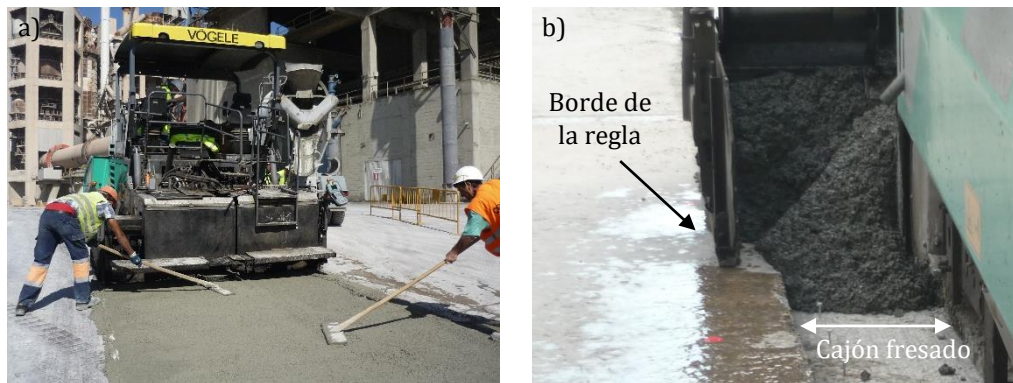


Figura 6.10 – Extensión del hormigón en la Experiencia 2 (a). Detalle de la regla apoyada sobre el borde del cajón fresado (b).

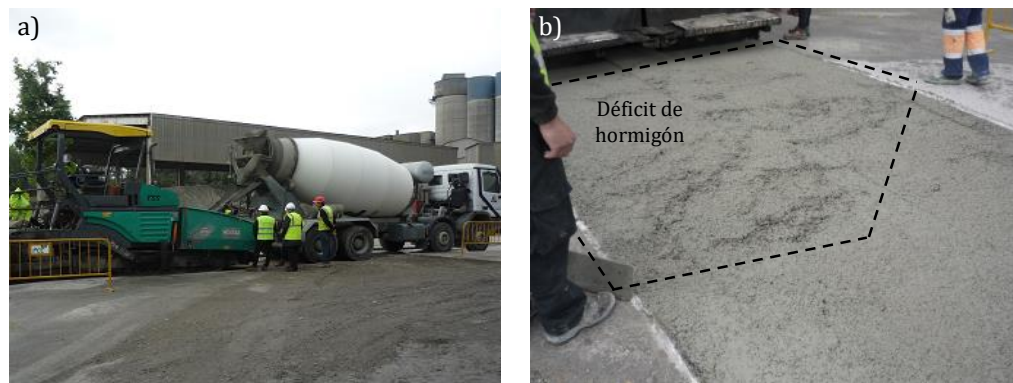


Figura 6.11 – Vertido del hormigón sobre la extendidora (a). Defecto superficial debido al déficit de hormigón (b).



Figura 6.12 – Experiencia 2: Compactación del firme (a) y aplicación del retardante y curado (b).

Tras ello se aplicó de forma consecutiva un retardante superficial (BASF MasterFinish SRT 488) y una película de líquido de curado (BASF MasterKure 215 WB) para aportar una textura superficial de árido visto y reducir los efectos de la retracción plástica, respectivamente (Figura 6.12.b). Finalmente, el día siguiente se ejecutaron juntas transversales con una separación de entre 3 y 4 metros para controlar la fisuración por retracción.

## 6.5. RESULTADOS OBTENIDOS

### 6.5.1. Resistencia de los hormigones

En la Experiencia 1 y como muestra la Figura 6.13.a, la resistencia a compresión de los hormigones de la capa de refuerzo se hizo mediante el ensayo de 6 testigos extraídos tras 45 días de su construcción. De ellos, 3 testigos correspondían al hormigón de la dosificación E1.2 y otros 3 a la E1.6. Se seleccionaron estas dosificaciones por corresponder, de forma aproximada, a la parte de inicio y del final del carril, respectivamente.

El diámetro de los testigos era de 44 mm, por lo que previo a ser ensayados se tuvieron que cortar con una altura de unos 88 mm para intentar mantener una relación 2:1 entre altura y diámetro. Los ensayos de compresión se efectuaron con una velocidad de carga de 0,5 MPa/s, colocando una rótula en la cara superior de las muestras para que la transmisión de carga fuese ortogonal a la superficie (Figura 6.13.b).



Figura 6.13 – Testigos del pavimento de la Experiencia 1: aspecto (a) y ensayo de compresión (b).

La Tabla 6.4 muestra los resultados de las resistencias a compresión obtenidas. Los valores promedios correspondientes a las dosificaciones E1.2 y E1.6 fueron de 23,20 y 32,31 MPa, respectivamente. Ambos valores son bajos, especialmente si se tiene en mente que se utilizó un cemento de altas prestaciones en las dosificaciones. Ello podría explicarse por una baja densidad producida por una compactación insuficiente. De hecho, LaHucik y Roesler (2017) midieron que una reducción de la densidad del 4% en un HCCR se traduce en una pérdida de resistencia de hasta el 45%.

Tabla 6.4 – Resistencia a compresión de los testigos de la Experiencia 1.

Dosificación	Edad	Resistencia compresión (Testigos)	
		Promedio (MPa)	Desv. Típica (%)
E1.2	45 días	23,20	11,91
E1.6		32,31	2,63

En cuanto a la Experiencia 2, los hormigones utilizados se caracterizaron resistentemente a compresión y flexotracción mediante probetas moldeadas. Las probetas se moldearon con muestras de las dosificaciones E2.8 y E2.9 recogidas de los camiones bañera y justo en el momento de verter en la tolva de la extendidora. Los ensayos se efectuaron a edades de 2, 7 y 28 días.

Las probetas se fabricaron mediante tongadas que se iban compactando con la ayuda de una varilla metálica. Después se almacenaron al exterior en la planta de Els Monjos durante las primeras 40 horas, protegiéndolas de la posible lluvia y, posteriormente fueron transportadas al Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la UPC. Allí se almacenaron hasta el momento de ser ensayadas en una cámara de curado, bajo temperatura de  $20 \pm 1^\circ \text{C}$  y humedad relativa superior al 95%.

La Tabla 6.5 presenta los resultados de resistencia obtenidos con los 2 hormigones. En general, el hormigón de la dosificación E2.9 es ligeramente más resistente que el de la dosificación E2.8 ya que obtuvo mayores resistencias en todos los casos (excepto a compresión a los 7 días). De hecho, la diferencia de resistencias en este último caso es inferior al 3% y podría explicarse por la dispersión propia del ensayo, ya que sólo se empleó 1 probeta por hormigón.

Con respecto a la resistencia a compresión, se puede decir que a 48 horas se está por encima de los 30 MPa, a 7 días por encima de los 40 MPa y a 28 días se superan los 55 MPa. Por otro lado, la resistencia a flexotracción a 7 y 28 días son del entorno de 4,5 MPa y 5,6 MPa en la dosificación de la prueba 8 y de unos 5,00 MPa y 6,4 MPa en la prueba 9, respectivamente. Además, asumiendo como hipótesis que la evolución resistente a flexotracción es la misma que a compresión, a 48 horas de edad se esperarían resistencias de entre 3,2 y 3,8 MPa.

Hay que tener en cuenta que los hormigones de firme comerciales suelen tener una resistencia a flexotracción de entre 3,0 y 4,5 MPa. Puesto que con ambas dosificaciones se obtienen resistencias dentro de ese rango incluso en tan solo 48 horas, se puede afirmar que con ellas se pueden construir pavimentos capaces de soportar completamente las cargas de tráfico en los primeros 2 días tras la construcción.

Tabla 6.5 – Resistencias de los hormigones de la Experiencia 2.

Dosificación	Edad (días)	Resistencia de probetas moldeadas (MPa)	
		Compresión	Flexotracción
E2.8	2	32,56	-
	7	43,10	4,60 4,33
	28	55,45	5,62
E2.9	2	36,62	-
	7	41,89	5,10 4,85
	28	60,36	6,41

### 6.5.2. Densidad de los hormigones de la Experiencia 1

En la Experiencia 1 también se extrajeron 23 testigos cilíndricos para determinar la absorción, densidad y porosidad “in-situ” del hormigón colocado. Éstos se perforaron a los 45 días de edad y distribuidos a lo largo y ancho del pavimento en aras de obtener resultados representativos de todo el conjunto.

Para obtener la absorción, densidad y porosidad de los testigos se siguieron las directrices de la norma UNE 83980 (2014). Para ello se determinó la masa saturada con superficie seca, la masa

tras secado en horno y la masa aparente en agua. Con estos valores se obtuvieron el volumen de las probetas, su porcentaje de absorción, su densidad y su porosidad.

En la Tabla 6.6 se muestra el valor promedio y la desviación típica de la absorción, la densidad y la porosidad de los 23 testigos extraídos en la Experiencia 1. Los ratios entre las desviaciones típicas y los valores promedios son pequeños en los 3 casos (concretamente un 12,27%, un 2,32% y un 9,79% para la absorción, la densidad y la porosidad, respectivamente). Esto muestra que a nivel físico el pavimento de la obra presentó unas propiedades similares en toda su superficie.

En cuanto al valor promedio de la densidad ( $2,25 \text{ kg/m}^3$ ), hay que decir que éste es inferior a los  $2,31$  a  $2,39 \text{ kg/m}^3$  que suelen obtenerse en los HCCR (LaHucik y Roesler, 2017; Chhorn et al., 2017b; Ramezani pour et al., 2017). Esta menor densidad explica por qué las resistencias obtenidas con los testigos de esta experiencia apenas alcanzaron los  $32,1 \text{ MPa}$  en el mejor de los casos.

Tabla 6.6 – Densidades y porosidades de los testigos de la Experiencia 1.

Magnitud	Absorción (%)	Densidad ( $\text{kg/m}^3$ )	Porosidad (%)
Promedio	4,99	2,25	11,23
Desv. Típica	0,61	0,052	1,10

### 6.5.3. Adherencia entre capas en la Experiencia 1

Los 23 testigos extraídos en la Experiencia 1 para medir la densidad del hormigón de la capa de refuerzo salieron separados del hormigón de la base. Ello indica claramente que entre ambas capas no existía adherencia química o que ésta era tan baja que la interfase no era capaz de resistir los esfuerzos tangenciales que aparecen durante la perforación de los testigos. Este comportamiento es esperable al haberse utilizado un HCCR muy seco en la construcción del *overlay*, cuyo comportamiento en estado fresco es muy diferente al de un hormigón autocompactante como el utilizado en la campaña experimental de adherencia del Capítulo 4.

En la Figura 6.14 se muestran 3 de los testigos obtenidos de la capa superior del *overlay*. En la cara inferior de éstos, correspondientes a la superficie en contacto con la interfase, no quedó material adherido. Por tanto, a nivel estructural el refuerzo se debe considerar como apoyado sobre el pavimento antiguo y con un comportamiento seccional dissociado entre ambas capas.



Figura 6.14 – Testigos extraídos en la Experiencia 1.



### 6.5.4. Regularidad superficial

Para determinar la regularidad superficial se midió el Índice de Regularidad Internacional (IRI) en los dos pavimentos según lo descrito en la NLT-330/98 (1998). El IRI se define como el ratio entre el desplazamiento vertical acumulado por la suspensión de un vehículo tipo y la longitud recorrida por dicho vehículo y sirve como indicador de la comodidad en la conducción. Su valor es un número adimensional, aunque suele expresarse en unidades de milímetros por metro o decímetros por hectómetro para facilitar su comprensión.

Como muestra la Figura 6.15.a, el IRI se midió con una furgoneta que disponía de un equipo de alto rendimiento Laser Crack Measurement System (LCMS). El LCMS es capaz de obtener el perfil del pavimento con alta resolución utilizando dos perfilómetros láser como los de la Figura 6.15.b. Además, otra de las ventajas de este sistema es que puede realizar las medidas circulando a velocidades de hasta 100 km/h.

Los valores del IRI se midieron en segmentos de 10 metros de longitud, pudiendo así detectar las zonas de mejor y peor calidad superficial. En ambas experiencias las medidas se hicieron en sentido inverso al de avance durante la construcción, aunque esto apenas tiene influencia sobre los resultados.

En la Tabla 6.7 aparece un resumen de los valores de los IRI medidos en todos los segmentos de ambas experiencias. Como muestran los resultados, la Experiencia 2 presentó una superficie más regular que la Experiencia 1, pues sus IRI mínimo, máximo, promedio y la desviación típica eran inferiores. Este resultado es lógico ya que la Experiencia 1 se hizo sin ninguna experiencia previa de construcción con extendedora de asfalto, mientras que ella misma sirvió como punto de partida para realizar la Experiencia 2.

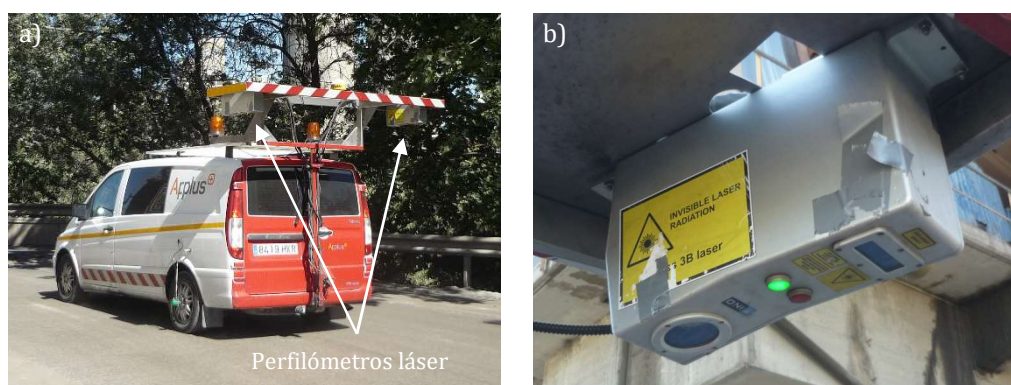


Figura 6.15 – Vehículo con sistema LCMS para medir el IRI (a). Perfilómetro láser (b).

Tabla 6.7 – Resumen de los valores del IRI.

Obra	IRI (mm/m)			
	Mínimo	Máximo	Promedio	Desv. Típica
Experiencia 1	6,88	34,67	15,05	8,40
Experiencia 2	4,22	29,65	12,68	5,81

Sin embargo, para ambos pavimentos los valores del IRI son muy elevados en comparación por los comúnmente exigidos para obras de rehabilitación de carreteras. A modo de ejemplo, en

España se requiere que los firmes rehabilitados con recrecimientos de hasta 10 cm tengan valores del IRI inferiores a 2,5 mm/m en autovías y vías rápidas e inferiores a 3,0 mm/m en el resto de vías (artículo 542 del PG-3 (Ministerio de Fomento, 2010b)).

De hecho, los tramos con mejor regularidad superficial de ambos pavimentos tienen asociados valores del IRI de 6,88 mm/m (Experiencia 1) y 4,22 mm/m (Experiencia 2). Tal y como se observa en la Figura 6.16 (Sayers y Karamihas, 1998), estos IRI serían los esperables en pavimentos viejos o dañados y en firmes sin pavimentar y con velocidades normales de circulación inferiores a los 100 km/h. Atendiendo a los valores promedio (15,05 mm/m y 12,68 mm/m) el resultado sería peor, pues corresponderían a firmes sin pavimentar y sin mantenimiento.

Los valores tan elevados del IRI podrían explicarse fundamentalmente por 4 motivos. El primero de ellos es la sensibilidad del proceso de extensión y compactación de la capa de hormigón a la dosificación de éste. El hecho de haber recurrido a 8 dosificaciones diferentes en la Experiencia 1 y 10 en la Experiencia 2 lleva a pensar que los hormigones utilizados no fuesen los idóneos para asegurar una adecuada precompactación con la máquina extendedora. De ser así, el hormigón no sería capaz de soportar la energía de compactación aportada por el rodillo vibrante, por lo que aparecerían irregularidades en la superficie que harían aumentar los valores del IRI.

El segundo motivo, asociado a la Experiencia 1, es que la superficie del pavimento original estaba muy deteriorada. Como la extendedora se apoya en él, ésta puede copiar las irregularidades que se encuentra mientras avanza, dificultando así que la superficie obtenida tenga la regularidad adecuada. Este fenómeno se ve agravado por el hecho de que el *overlay* era de tan solo 10 cm de espesor, por lo que es más fácil que las irregularidades se reflejen en su superficie. De hecho, para la construcción de firmes bituminosos se suele exigir a las capas inferiores (explanadas y zahorras) valores del IRI siempre inferiores a los 5,0 mm/m (Ministerio de Fomento, 2010) para evitar esta problemática.

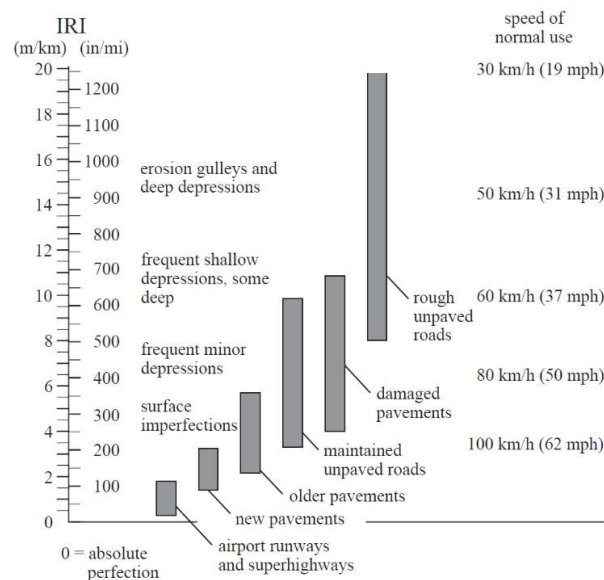


Figura 6.16 – Valores típicos del IRI en función del estado del pavimento y la velocidad de la vía (Sayers y Karamihas, 1998).

El tercer motivo es que durante la construcción de la Experiencia 2, la regla de la máquina extendedora se apoyaba en los bordes del cajón fresado en el pavimento original. Debido a ello, las

irregularidades del borde se proyectaban sobre la superficie del nuevo firme, haciendo que éste también fuese irregular.

Finalmente, el cuarto motivo es que la regla de la extendidora posiblemente estaba mal ajustada en la Experiencia 2, ya que dejaba surcos longitudinales sobre la superficie durante la extensión del hormigón. El hecho de tener que anivelar la superficie a posteriori de forma manual hacía que el acabado superficial dependiese de la habilidad de los operarios. Consecuentemente, resultaba imposible aportar una regularidad superficial adecuada al firme.

### 6.5.5. Textura

Como se muestra en la Figura 6.17.a, se utilizó el Péndulo de Fricción en ambas experiencias para valorar la adherencia entre sus superficies y un neumático. Para ello se midió la resistencia al deslizamiento ( $R_d$ ) y se determinó la clase de resbaladidad según lo establecido en la UNE-ENV 12633 (2003). Las medidas de  $R_d$  se hicieron con el pavimento mojado.

En la Experiencia 1 se tomaron medidas en 10 puntos del pavimento distribuidos uniformemente a lo largo de su longitud. En la Experiencia 2 tan solo se midió en 1 punto del inicio del carril (ver Figura 6.17.b) que se seleccionó de acuerdo a la experiencia de los técnicos, ya que según su criterio esta era la zona que tenía mejor aspecto visual.

La Tabla 6.8 proporciona los valores de  $R_d$  y la clase de resbaladidad de los puntos evaluados. También se presentan los valores de la temperatura media en el momento de hacer los ensayos. Respecto a la Experiencia 1, la desviación típica en  $R_d$  de tan solo el 4,72% respecto al promedio indica que la textura de este refuerzo pavimento es homogénea en toda su longitud.

Todos los  $R_d$  obtenidos en ambos pavimentos eran iguales o inferiores a 35, por lo que pertenecen a la clase de resbaladidad 1. Esta clase es la mínima que se exige en suelos situados en zonas interiores secas con pendientes inferiores al 6%. En pavimentos exteriores que puedan mojarse y/o con pendientes superiores al 6% es necesario que la UNE-ENV 12633 (2003) exige una clase de resbaladidad 3 que se corresponde a valores de  $R_d$  superiores a 45.

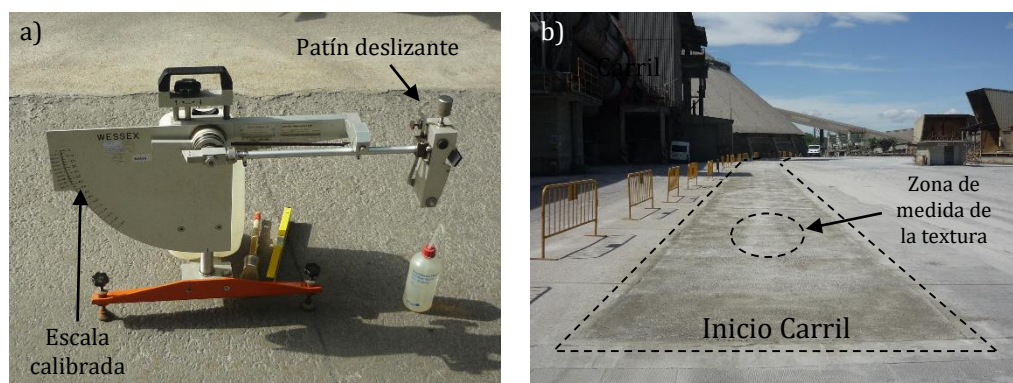


Figura 6.17 – Péndulo de fricción (a). Punto de medida del CRT en la Experiencia 2 (b).

### 6.5.6. Confort vibratorio en el interior de los vehículos

Las vibraciones (aceleraciones) percibidas en el interior del vehículo son fruto del impacto del neumático con las irregularidades del pavimento. Éstas se transmiten a través de los

componentes del vehículo (rueda, suspensión, chasis, etc.) hasta llegar al ocupante. Cuando las vibraciones son demasiado grandes, el ocupante puede ver alterado su confort.

Tabla 6.8 – Valores de la resistencia al deslizamiento ( $R_d$ ) y clase de resbaladidad.

Obra	Nº ensayos	Tª media	Resistencia al deslizamiento ( $R_d$ )		Clase de resbaladidad
			Promedio	Desv. Típica	
Experiencia 1	10	32	28,6	1,35	1
Experiencia 2	1	30	35	-	1

En ambas experiencias, el confort dentro de un vehículo debido a las vibraciones se determinó midiendo las aceleraciones que experimentaba un coche circulando sobre los pavimentos. Las aceleraciones se midieron en 4 puntos de su interior (asiento del conductor, volante, anclaje del asiento del conductor y “suelo” de los pies del acompañante) y para intervalos de longitud del pavimento de 20 m.

La velocidad de medición fue de 65 km/h en la Experiencia 1 y de 50 km/h en la experiencia 2. Los valores de las aceleraciones promedio para cada uno de los tramos de 20 m se procesaron según la norma UNE-ISO 2631-1 (2008), la cual aporta directrices para poder evaluar la ausencia de confort debida a vibraciones mecánicas.

La Figura 6.18 muestra los promedios de las aceleraciones medias medidas en los tramos de 20 m de ambas experiencias. En términos generales puede decirse que los puntos donde se produce un mayor déficit de confort (aquellos donde la aceleración es mayor) no son los mismos en ambos pavimentos. Esto podría explicarse porque las irregularidades superficiales de cada uno de ellos tienen diferentes longitudes de onda y ello puede provocar la excitación de puntos diferentes del vehículo.

Tampoco se observa que uno de los *overlays* proporcionase un mejor confort vibratorio global que el otro. Mientras que con la Experiencia 1 las aceleraciones obtenidas en el volante y en el anclaje del asiento del conductor fueron inferiores que en la Experiencia 2, sucedió lo contrario cuando las mediciones se realizaron en el asiento del conductor y en el “suelo” de los pies del acompañante. De hecho, ni la diferencia de 15 km/h en las velocidades de medición es capaz de remarcar un mayor déficit de confort en el pavimento de la Experiencia 1.

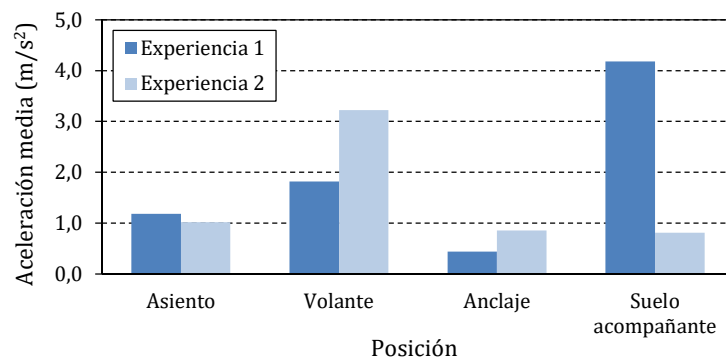


Figura 6.18 – Aceleraciones medias en el vehículo de ensayo para las Experiencias 1 y 2.

Además, también puede percibirse en los resultados que existe una fuerte dispersión en los resultados de las aceleraciones en función del punto de medición. Mientras que en ambas

experiencias las aceleraciones en el anclaje del asiento del conductor fueron inferiores a 1,0 m/s<sup>2</sup>, en la Experiencia 1 se midieron valores superiores a 4,0 m/s<sup>2</sup> en el “suelo” de los pies del acompañante y en la Experiencia 2 valores superiores a 3,0 m/s<sup>2</sup> en el volante.

La Tabla 6.9 proporciona los niveles de confort descritos en la UNE-ISO 2631-1 (2008) en función del rango de las aceleraciones experimentadas en el punto de evaluación. En total se describen 6 niveles de confort, siendo deseable obtener en los pavimentos de carreteras aquellos más cercanos al nivel “confortable” y alejarse de aquellos “inconfortables” a “extremadamente inconfortables”.

Tabla 6.9 – Confort vibratorio en función de la aceleración según la UNE-ISO 2631-1 (2008).

Aceleración	Nivel de confort
$a < 0,315 \text{ m/s}^2$	Confortable
$0,315 \text{ m/s}^2 < a < 0,630 \text{ m/s}^2$	Un poco inconfortable
$0,500 \text{ m/s}^2 < a < 1,000 \text{ m/s}^2$	Ligeramente inconfortable
$0,800 \text{ m/s}^2 < a < 1,600 \text{ m/s}^2$	Inconfortable
$1,250 \text{ m/s}^2 < a < 2,500 \text{ m/s}^2$	Muy inconfortable
$a > 2,000 \text{ m/s}^2$	Extremadamente inconfortable

Por otro lado, la Tabla 6.10 proporciona los niveles de confort para los 4 puntos de medida de ambos pavimentos. De acuerdo con esta clasificación, el confort percibido en el volante en ambas experiencias y el apreciado en el “suelo” del acompañante es muy o extremadamente inconfortable, por lo que la calidad de la rodadura es muy deficiente con respecto al estándar de confort.

Ello puede explicarse porque en todos los tramos medidos existían roderas creadas por las máquinas de compactación durante la construcción. Estas roderas aumentan localmente los valores de la aceleración de forma que, al hacerse las mediciones en tramos de corta longitud (20 m), su efecto sobre la aceleración media es muy alto. Por lo tanto, durante la ejecución del pavimento se debería prestar una atención especial en tratar de mantener lo más regular posible la superficie del pavimento.

Tabla 6.10 – Niveles de confort obtenidos en las Experiencias 1 y 2.

Firme	Asiento conductor	Volante	Anclaje	Suelo acompañante
Experiencia 1	Inconfortable	Muy inconfortable	Un poco inconfortable	Extremadamente inconfortable
Experiencia 2	Inconfortable	Extremadamente inconfortable	Ligeramente inconfortable	Ligeramente inconfortable

### 6.5.7. Ruido exterior

La medida del ruido exterior generado por el paso de vehículos se hizo mediante el Método de Proximidad CPX (UNE-EN ISO 11819-2 (2017)) y de forma simultánea a las mediciones de confort. El método CPX consiste en medir el ruido de rodadura en la proximidad de una de las ruedas de un vehículo circulando a velocidad constante. Las velocidades de medición del ruido fueron de 65 km/h en la Experiencia 1 y de 50 km/h en la Experiencia 2.

Para realizar el ensayo se utilizó un neumático estándar que se montó en la rueda trasera izquierda del propio vehículo (Figura 6.19.a). Se seleccionó esa rueda ya que era la que estaba menos afectada por el ruido del motor y del sistema de escape del vehículo, pues el motor estaba en la parte delantera del coche y el escape en su lateral derecho.



Figura 6.19 – Vehículo para medir el ruido (a). Rueda y micrófonos de grabación (b).

El ruido se grabó con 2 micrófonos instalados sobre una estructura metálica montada en el propio coche (Figura 6.19.b). Uno de los micrófonos registraba el ruido en la zona delantera del neumático y el otro en la zona posterior de éste. Los micrófonos iban provistos de pantallas antiviento para minimizar los ruidos derivados de su interacción aerodinámica.

El análisis del ruido exterior se hizo con el promedio de las señales grabadas por ambos micrófonos. Además, de cara a comprobar y validar la repetitividad del ensayo y los resultados, cada medición de ruido se hizo 3 veces.

Es conveniente indicar que actualmente las normativas de carreteras de España no definen límites de referencia del nivel de ruido ni del método a seguir para su medición. A pesar de ello, el nivel de sonoridad exterior CPX medido en ambos pavimentos puede ser comparado con los valores de referencia de la normativa austriaca RVS 11.066 (FSV, 1997). Para ello es suficiente con restar 1 dBA al valor obtenido en el ensayo CPX (Conter, 2008).

Como muestra la Tabla 6.11, estos valores dependen del tamaño máximo del árido del hormigón y de la velocidad de circulación del vehículo. Aunque los límites se establecen para velocidades de circulación de 50 y 100 km/h, es razonable esperar que para una velocidad de 65 km/h su valor se encuentre entre los 92 y 96 dBA.

En la Tabla 6.12 se muestran, para las 2 experiencias, los resultados de la presión sonora medidos con el método CPX y posteriormente corregidos en términos de decibelios ponderados A (dBA). Esta ponderación se utilizó en aras de obtener un indicador mejor del riesgo auditivo real ya que da más peso a los ruidos cuyas frecuencias son más lesivas para el oído humano.

Tabla 6.11 – Niveles de sonoridad límite según la norma RVS 11.066 (FSV, 1997).

Tamaño máximo del árido	Velocidad del vehículo	Nivel de sonoridad
8 mm	50 km/h	≤ 90 dBA
8 mm	100 km/h	≤ 101 dBA
11 mm	100 km/h	≤ 102 dBA

Tabla 6.12 – Ruido exterior para las Experiencias 1 y 2.

Firme	Presión sonora CPX ponderada a 65 km/h	
	Medida	Corregida
Experiencia 1	94,4 dBA	93,4 dBA
Experiencia 2	100,0 dBA (*)	99,0 dBA (*)

(\*) Valor aproximado estimado a partir de CPX a 50 km/h.

Los valores del ruido medidos corresponden a una velocidad de circulación de 65 km/h, que se corresponde con la de la Experiencia 1. En el caso de la Experiencia 2, su valor se ha estimado a partir de las medidas a 50 km/h, habiendo obtenido para ese caso un nivel de sonoridad de 96,1 dBA. La diferencia de ruido en 5,6 dBA muestra que el firme de la Experiencia 2 es mucho más ruidoso que el de la Experiencia 1. Teniendo en cuenta que los decibelios son una unidad logarítmica, estos 5,6 dBA expresan que el ruido en la Experiencia 2 fue 3,63 veces superior al de la Experiencia 1 ( $3,63 = 10^{5,6/10}$ ).

Comparando el valor de las presiones sonoras a corregidas con los límites de la RVS 11.066 se puede ver que los primeros son superiores a los exigidos para una velocidad de circulación de 50 km/h pero inferiores a los límites para 100 km/h. Sin embargo, en la Experiencia 1 el valor del CPX corregido se encuentra dentro del rango esperable de 92 a 96 dBA. A falta de otras mediciones, se puede decir que la textura superficial de este pavimento podría llegar a cumplir los requisitos de ruido exterior.

Por el contrario, los valores del CPX corregido a 65 km/h de la Experiencia 2 están más próximos al límite exigido a 100 km/h que al de 50 km/h. Por lo tanto, es muy probable que este pavimento no cumpliera las exigencias de la RVS 11.066. Esta diferencia en la sonoridad con respecto a la Experiencia 1 podría explicarse porque la Experiencia 2 se construyó muy próxima al horno de la planta cementera, el cual es una gran fuente de emisión de ruido.

## 6.6. CONCLUSIONES

En el presente Capítulo 6 se ha analizado la puesta en obra y el desempeño de *overlays* de poco espesor (10 cm) construidos con Hormigón Compactado Con Rodillos (HCCR) de rápido desarrollo de resistencias. El primero de ellos (Experiencia 1) se construyó directamente sobre un pavimento de hormigón muy deteriorado cuyos mayores desperfectos se repararon localmente. El segundo (Experiencia 2) se realizó sobre un carril fresado en la superficie del firme de hormigón original. Del desarrollo de las obras y la evaluación de las propiedades mecánicas y físicas de los pavimentos se extraen las siguientes conclusiones:

- La puesta en obra del HCCR con la extendidora de asfalto es muy susceptible a la consistencia de la dosificación. Para que la extensión y precompactación del hormigón sea correcta debe tomarse especial precaución en este aspecto, sobre todo si se utilizan hormigones de rápido desarrollo de resistencias, ya que pueden endurecerse excesivamente durante su transporte a obra. Se recomienda utilizar un aditivo retardante de fraguado en la dosificación y estudiar la evolución temporal de la consistencia en aras de que ésta sea adecuada en el momento de extender el hormigón.
- Asegurar una buena compactación en los HCCR es fundamental para alcanzar una resistencia adecuada. En la Experiencia 1 se obtuvo una densidad media de  $2,25 \text{ g/cm}^3$ , la cual es inferior

a la obtenida normalmente en los HCRR (2,31 a 2,39 g/cm<sup>3</sup>). Esto se tradujo en resistencias a compresión muy bajas en comparación a las del hormigón de la Experiencia 2. Además, una buena compactación hace posible abrir el pavimento a la circulación de vehículos en las primeras 48 horas tras la construcción, como muestran las resistencias a flexotracción obtenidas en la Experiencia 2 en este periodo de tiempo (entre 3,0 y 4,5 MPa). Por tanto, seleccionar la maquinaria adecuada para aportar la energía de compactación necesaria al HCRR es un aspecto clave en el que no deben escatimarse esfuerzos.

- Obtener una buena adherencia entre el hormigón de refuerzo y el firme original puede ser un reto debido a la consistencia seca del HCRR. Prueba de ello es que los 23 testigos extraídos en la Experiencia 1 no mostraron adherencia con el apoyo o ésta era tan pequeña que no resistía los esfuerzos tangenciales que aparecen durante la perforación. Para solucionar este problema se puede recurrir a, entre otras, las soluciones utilizadas en la Experiencia 2: fresar el firme a reparar para aportar rugosidad (mejora de la resistencia prefisuración) y/o disponer anclajes (mejora de la resistencia posfisuración).
- La regularidad superficial de los 2 refuerzos es deficiente respecto a lo exigido en las obras de rehabilitación de carreteras. Los IRI medidos son muy elevados, especialmente en la Experiencia 1, lo que indican que esta obra presenta peor regularidad superficial que la Experiencia 2. Ello podría explicarse por 4 motivos: la dependencia del resultado a la consistencia de los hormigones (en ambas experiencias), el alto deterioro del firme de apoyo (en Experiencia 1), el hecho de que la regla de la extendedora se apoyase sobre los bordes del cajón (en Experiencia 2) y la necesidad de nivelar manualmente la superficie tras la extensión del hormigón (en Experiencia 2). Para obtener un IRI menor (mejor regularidad) es necesario minimizar e incluso evitar que estas situaciones aparezcan durante la construcción de un refuerzo de HCRR.
- La textura de ambos refuerzos es insuficiente para pavimentos que puedan mojarse y/o que tengan una pendiente igual o superior al 6%. Ello obligaría a limitar la velocidad de circulación de los vehículos para evitar problemas en situaciones de frenado de emergencia. En caso de construir un *whitetopping* u *overlay* en una vía rápida sería aconsejable realizar un texturado superficial con arpillera, cepillo o peine para garantizar una textura adecuada.
- El nivel de confort debido a las vibraciones percibidas en el interior de un vehículo fue deficiente para ambos pavimentos, especialmente en el volante y en el “suelo” de los pies del acompañante. Ello está relacionado con la regularidad y la textura de la superficie del pavimento, por lo que era de esperar que la calidad de la rodadura no alcanzase los requisitos correspondientes a los estándares de confort. Si se desea mejorar el nivel de confort es clave actuar en ambos aspectos.
- El ruido emitido por los vehículos debido al contacto neumático-pavimento se midió con el ensayo CPX. En la Experiencia 1 su valor (corregido) podría llegar a cumplir los requisitos de ruido exterior establecidos por la normativa austriaca RVS 11.066 (FSV, 1997). Por el contrario, en la Experiencia 2 muy probablemente no los cumpliría, aunque ello podría explicarse porque la cercanía de la Experiencia 2 al horno de la planta cementera, el cual es una enorme fuente de emisión de ruido. De la misma manera que sucede con el nivel de confort, si se desea que el ruido emitido sea bajo se debe prestar atención en la regularidad del firme y en la textura aplicada.



## 7. CONCLUSIONES

### 7.1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo presenta las conclusiones principales que se pueden extraer de los diferentes estudios realizados en esta tesis doctoral. El capítulo ha sido dividido en tres partes correspondientes a las conclusiones generales, específicas y una propuesta de trabajos futuros.

Las conclusiones generales (Apartado 7.2) dan respuesta a los objetivos principales de la tesis expuestos en el Capítulo 1 y los cuales han servido para guiar el presente trabajo. En esta línea, se han estudiado aspectos de especial interés para el diseño, la comprobación y la construcción de pavimentos de hormigón, especialmente del tipo *whitetopping* y *overlay*. Con ello se intenta facilitar la adopción de este tipo de soluciones para la construcción y reparación de pavimentos.

Las conclusiones específicas (Apartado 7.3) se presentan en el mismo orden que los trabajos realizados en los Capítulos 3 a 6 y obedecen a diferentes aspectos analizados en cuanto al desarrollo de un nuevo programa de cálculo de pavimentos, del estudio experimental de la adherencia con Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR), del empleo de anclajes mecánicos para mejorar la resistencia posfisuración de las interfases y de la reparación de firmes con Hormigón Compactado Con Rodillos (HCCR).

Finalmente, en las Futuras Líneas de Investigación (Apartado 7.4) se proponen algunas líneas para dar continuidad al trabajo realizado en esta tesis doctoral.

## 7.2. CONCLUSIONES GENERALES

La revisión bibliográfica de los programas para el diseño de pavimentos de firmes ha mostrado que en la actualidad no hay programas que tengan en cuenta la pérdida de adherencia en las interfases entre capas. Además, casi la totalidad de ellos son incapaces de adaptar la metodología de cálculo en función de la tipología de pavimento a comprobar.

Debido a ello se ha desarrollado un nuevo programa de cálculo de pavimentos en el que se han integrado el cálculo de los efectos ambientales de temperatura y humedad sobre la adherencia entre las capas así como los efectos de las cargas de tráfico en función de los materiales del firme. Ello supone un claro avance en la obtención de nuevas y mejores herramientas para diseñar y comprobar pavimentos de forma sencilla.

También se ha trabajado en la mejora de la resistencia prefisuración y posfisuración de las interfases de los pavimentos tipo *whitetopping* y *overlay*. A nivel de resistencia prefisuración se ha analizado experimentalmente la adherencia obtenida utilizando HAAR como material de reparación. Los resultados han mostrado que utilizando este tipo de hormigones y sin ningún tratamiento de adherencia en la interfase se pueden obtener resistencias prefisuración del mismo orden o superiores a las obtenidas con diferentes tratamientos entre las capas.

Además se ha estudiado teórica y experimentalmente cómo mejorar la adherencia posfisuración disponiendo anclajes mecánicos en las interfases como elemento de cosido. Los análisis teóricos desarrollados permiten determinar el tipo y la disposición de éstos en función del espesor de la capa de hormigón de refuerzo, de las condiciones ambientales y de las cargas de tráfico.

Por otro lado, se ha propuesto el uso de tornillos de rápida instalación para como elemento de anclaje de la interfase por su fácil y rápida instalación y su bajo coste económico. Para su estudio se han construido 3 pavimentos a escala real, 2 de los cuales han sido sometidos a tráfico de gran tonelaje. Estas pruebas han mostrado por un lado que los tornillos pueden incrementar la resistencia última de la interfase y por el otro que los firmes analizados son capaces de responder adecuadamente a las solicitaciones del tráfico pesado.

Finalmente, también ha sido estudiada la construcción de refuerzos de pavimentos tipo *overlay* con HCCR. En este caso se construyeron 2 pavimentos a escala real y se analizaron las propiedades mecánicas de los hormigones y la calidad de los acabados superficiales obtenidos. A nivel estructural los firmes se han comportado adecuadamente, pero la calidad de la superficie es insuficiente para vías de alta velocidad.

## 7.3. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

### 7.3.1. Relativas al programa de cálculo de pavimentos

Del programa de cálculo de pavimentos multicapa del **Capítulo 3** se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El esquema global de cálculo propuesto permite abordar de forma acoplada los problemas que deben resolverse en la comprobación estructural de un firme. Estos problemas consisten en encontrar las distribuciones de temperatura y humedad en los materiales, las tensiones rasantes en las interfases, los despegos de las capas, las tensiones y las deformaciones debidas a las cargas de tráfico y la comprobación a fatiga.

- Las distribución de distribuciones de temperatura y humedad se pueden obtener de forma transitoria mediante los esquemas de diferencias finitas unidimensionales implementados en el programa.
- Para el cálculo de las tensiones rasantes en las interfases de las capas de firme por los efectos de la temperatura y la humedad se han propuesto las Ecuaciones 3.20 a 3.26. Éstas se han desarrollado con base en la teoría clásica de mezclas para fibras cotas y asumiendo que todas las interfases tienen adherencia.
- La delimitación de las zonas despegadas de las interfases se hace asumiendo que éstas pierden la adherencia en un punto si la tensión rasante máxima diaria (envolvente del rasante) en ese punto es superior a su resistencia.
- Las tensiones y deformaciones de los materiales debidas al tráfico se obtienen asumiendo una carga equivalente correspondiente a un eje simple de 13 toneladas y utilizando diferentes ecuaciones analíticas en función del tipo de materiales. El efecto de los despegues se hace mediante una interpolación lineal entre las tensiones obtenidas con 0% y 100% de adherencia en todas las interfases. Esta relación viene definida para cada interfase por la proporción entre su longitud despegada y su longitud total.
- La comprobación estructural de los arcnos se hace para una única carga de tráfico mientras que en el firme de los carriles la comprobación se hace a fatiga. Las comprobaciones se hacen en los puntos más críticos de cada capa y en función del material. Además, el programa permite obtener el nivel de daño al final del periodo de proyecto y la potencial vida útil de las capas y el conjunto del firme de los carriles.
- La validación del programa se ha hecho mediante la simulación de 17 secciones estructurales de firme de la Norma 6.-IC (Ministerio de Fomento, 2003), comparando los resultados con los obtenidos por Kraemer y Albelda (2004) mediante la Guía del LCPC (LCPC, 1994), el método AASHTO (1993) y la teoría de Burmister (Burmister et al., 1944; Burmister, 1945).
- Los resultados de los firmes rígidos muestran que, para aquellos compuestos por 2 capas de hormigón el error máximo cometido es del 13,63%, mientras que para los de 1 capa de hormigón las tensiones obtenidas son, en promedio, un 32,3% superior a las de referencia. Este último error podría ser debido a que los valores se han obtenido de forma indirecta usando una ley de deterioro genérica, ya que Kraemer y Albelda (2004) no ofrecen la que ellos utilizaron. Usar otra ley de deterioro podría mejorar la precisión.
- Respecto a los resultados de los firmes con mezcla bituminosa, en los semiflexibles se obtienen valores cuyo error máximo es del 37,46% y que podrían deberse al uso de parámetros elásticos posiblemente diferentes a los de Kraemer y Albelda (2004). En los firmes semirrígidos los errores en las mezclas bituminosas son superiores al 1.000%, pero ello se explica porque las deformaciones son muy pequeñas ( $< 7 \mu\text{m}/\text{m}$ ) y una perturbación en los resultados se traduce en un gran error porcentual. Por último, los valores de los suelocementos en este tipo de firme son del mismo orden de magnitud que los que obtienen Kraemer y Albelda (2004) y, nuevamente, el error cometido puede ser debido al uso de parámetros diferentes.

### 7.3.2. Relativas a la mejora de la resistencia prefisuración y posfisuración

En el **Capítulo 4** se han mostrado las bases teóricas para mejorar la resistencia mecánica de una interfase, focalizándose en la resistencia prefisuración y en cómo ésta puede mejorarse empleando Hormigón Autocompactante de Alta Resistencia (HAAR). Además, también se ha estudiado experimentalmente la resistencia prefisuración de 8 tratamientos de adherencia aplicados en las interfases de *whitetoppings* y los *overlays* reforzados con HAAR. De los resultados obtenidos se extraen las conclusiones que se muestran a continuación:

- Una interfase puede presentar resistencia mecánica prefisuración y posfisuración. La primera es de origen químico, mecánico o mixto (combinación de ambos) mientras la segunda se debe exclusivamente a un origen mecánico.
- Para mejorar la resistencia prefisuración se puede utilizar HAAR, ya que su menor ángulo de contacto y mayor contenido de cemento (respecto a un hormigón convencional) aumentan la adherencia física y química en la interfase.
- Las probetas de *overlay* con base de Hormigón Convencional (H) tuvieron un comportamiento frágil bajo los ensayos de Tracción Directa (TD), corte puro (LCB) y *Slant Shear* (SS) con los 4 tratamientos de adherencia aplicados en ellas. Por el contrario, los 4 tratamientos de las probetas de *whitetopping* con base de Aglomerado Asfáltico (A) se comportaron de forma dúctil con reblandecimiento.
- Las probetas H-HAAR (*overlay*) presentaron las mayores resistencias bajo los ensayos TD con el tratamiento HST, mientras que en los ensayos LCB y SS se obtuvieron los mejores resultados con el tratamiento HAL. No obstante, en estos dos últimos ensayos el HST obtuvo resistencias próximas a las del HAL (85,44% para el LCB y 96,19% para el SS), indicando así que verter directamente el HAAR sobre el hormigón H no requeriría de acciones adicionales en la interfase. Ello se entiende tanto por la capacidad de mejorar la adherencia química y mecánica por parte del HAAR como por el hecho de no existir en el tratamiento HST un puente de unión que debilite la interfase.
- Las probetas A-HAAR (*whitetopping*) presentaron fallo cohesivo (a través del asfalto) bajo los ensayos de TD, LCB y SS únicamente con el tratamiento AST. Ello es fruto del efecto de imbricación que produce el HAAR que penetra en los poros del asfalto. Además, este tratamiento alcanzó las mayores resistencias en los ensayos TD y LCB, mientras que el tratamiento AAB obtuvo la resistencia más alta en los ensayos SS. Sin embargo, en este último ensayo el tratamiento AST presentó una resistencia igual al 83,52% de la obtenida con tratamiento AAB, confirmando que el tratamiento AST tuvo el mejor desempeño global. Por lo tanto y al igual que sucede con las probetas H-HAAR, el vertido directo del HAAR (tratamiento AST) evita la aplicación de tratamientos adicionales en las interfases.

Con respecto a la mejora de la resistencia posfisuración de las interfases, en el **Capítulo 5** se ha estudiado teóricamente el uso de anclajes mecánicos como elemento de cosido, se ha probado a escala real el uso de tornillos como anclaje y se han desarrollado unas recomendaciones para su dimensionamiento. De este capítulo se pueden extraer las conclusiones siguientes:

- La interfase entre dos capas de un firme puede tener resistencia posfisuración si en ella se colocan elementos pasadores (anclajes) que la cosan. Estos pasadores absorben los esfuerzos una vez la interfase se fisura, al igual que lo hacen las armaduras del hormigón

armado. La magnitud de la resistencia posfisuración depende del tipo de pasador (geometría y material), de su disposición (densidad e inclinación), de su anclaje en las capas y de la resistencia de los materiales que conforman a éstas últimas.

- El modelo teórico simplificado desarrollado para dimensionar los anclajes y su disposición en la interfase de un *whitetopping* u *overlay* evita tener que resolver problemas matemáticos complejos. Gracias a ello, es posible dimensionar de forma rápida y sencilla.
- La colocación de tornillos para coser una interfase también puede incrementar su resistencia última a tracción y contribuir a un comportamiento resistente más homogéneo. Los resultados experimentales obtenidos en el *whitetopping* de la Experiencia 0 han mostrado que la resistencia a tracción máxima puede incrementarse un 51,4% si se utilizan tornillos. Además, ello también reduce en un 45,7% la desviación típica de los resultados.
- Los refuerzos de pavimento construidos a escala real con tornillos en la interfase se han comportado satisfactoriamente ante las cargas de tráfico pesado. La Experiencia 1 (pavimento de acceso a báscula de camiones) tras 90 días de edad solo presentaba una fisura debida al tráfico, la cual se localizaba en una esquina. En la Experiencia 2 (*overlay* de 229,4 m de largo) tras 3 semanas con circulación de vehículos de gran tonelaje las únicas fisuras existentes eran de retracción.
- Las recomendaciones que se brindan para la disposición de anclajes en la interfase de un refuerzo de hormigón permiten obtener de forma sencilla y visual los puntos en los que éstos deben colocarse. Éstas se basan en el modelo de dimensionamiento simplificado y en los resultados de las obras de las Experiencias 1 y 2 y proponen anclajes para las roderas, los bordes de las losas y el centro de éstas. Los primeros resisten las tensiones rasantes en la interfase producidas por el tráfico, los segundos absorben los rasantes derivados de los efectos de la temperatura y humedad y los terceros evitan que la existencia de regiones en la interfase sin conexión mecánica entre las capas.

### 7.3.3. Relativas a la construcción de refuerzos de HCCR

La validez del uso de una extendedora de asfaltos para la construcción de refuerzos delgados de pavimentos con HCCR se ha estudiado a escala real en el **Capítulo 6** mediante la construcción de 2 *overlays* de 10cm de espesor de hormigones de rápido desarrollo de resistencias. Las conclusiones que se pueden sacar de este estudio son:

- La dosificación del hormigón tiene mucha influencia en la ejecución del HCCR con la extendedora. Ello indica la necesidad de prestar atención a este aspecto, especialmente si se emplean hormigones de rápido desarrollo de resistencias, pues podrían endurecer excesivamente durante el transporte a obra. En aras de obtener una buena extensión y precompactación, se recomienda introducir un aditivo retardante de fraguado en la dosificación así como analizar cómo evoluciona la consistencia con el tiempo para que ésta sea la adecuada durante la extensión del hormigón.
- La correcta compactación del HCCR es primordial para que éste adquiera la resistencia necesaria. Prueba de ello es que en la Experiencia 1 se obtuvo una densidad media de 2,25 g/cm<sup>3</sup> (inferior a los 2,31 a 2,39 g/cm<sup>3</sup> comúnmente obtenidos en los HCCR) que se tradujo en resistencias muy inferiores a las del HCCR de la Experiencia 2. Así mismo, una adecuada compactación permite la circulación de vehículos en las primeras 48, como se refleja en las

resistencias a flexotracción de la Experiencia 2 a esta edad (de 3,0 a 4,5 MPa). Así pues, se debe seleccionar adecuadamente la maquinaria de compactación del HCCR ya que ésta es un aspecto clave para garantizar la resistencia.

- Garantizar la adherencia entre el HCCR y el firme reparado puede ser un desafío debido a la consistencia seca del hormigón del refuerzo. Por ejemplo, ninguno de los 23 testigos extraídos en la Experiencia 1 mostraron adherencia en la interfase o ésta era tan pequeña que era incapaz de resistir las tensiones tangenciales que se generan durante la perforación. Dos de las posibles alternativas para mejorar la adherencia pueden ser los tratamientos aplicados en la Experiencia 2: realizar un fresado para dar rugosidad y así mejorar la resistencia prefisuración en la interfase y/o colocar anclajes de cosido que mejoren la resistencia posfisuración.
- Los IRI medidos en ambos *overlays* son muy elevados en comparación a los que se exigen comúnmente en las obras de rehabilitación de carreteras. Además, los de la Experiencia 1 fueron superiores a los de la Experiencia 2, mostrando que su regularidad superficial era peor. Estos resultados pueden ser debidos a 4 motivos: la influencia de la consistencia de los hormigones en la puesta en obra con la extendedora (en ambas experiencias), el notable deterioro del firme reparado (en Experiencia 1), el hecho de apoyar la regla de la extendedora en los bordes del cajón (en Experiencia 2) y la nivelación manual tras la extensión del hormigón (en Experiencia 2). Para mejorar el IRI es fundamental que estas situaciones no se den en la construcción de un refuerzo de HCCR.
- La textura superficial obtenida en los 2 *overlays* no es adecuada para pavimentos que puedan mojarse y/o que tengan una pendiente igual o superior al 6%. De no aplicar un tratamiento, la velocidad de los vehículos que circulan sobre ellos debería ser baja evitar problemas en situaciones de frenado de emergencia. Si se quisiera construir un *overlay* de HCCR en una vía rápida se debería aplicar otro tipo de textura superficial utilizando, por ejemplo, una arpillera, un cepillo o un peine.
- El confort percibido dentro de un vehículo fue deficiente en sendos *overlays*, habiéndose medido aceleraciones muy elevadas en el volante y en el “suelo” de los pies del acompañante. Estos resultados eran esperables atendiendo a la deficiente regularidad y textura obtenidas. De esta forma, para mejorar el confort se debería actuar en estos dos aspectos.
- El ruido que emiten los neumáticos debido a su contacto con los pavimentos se midió con el ensayo CPX. Su valor tras corrección en la Experiencia 1 mostró que este pavimento podría alcanzar los requisitos establecidos por la norma austriaca RVS 11.066 (FSV, 1997). Sin embargo, con el CPX de la Experiencia 2 ocurría lo contrario, aunque este resultado quizá estaba contaminado por la cercanía al horno de la planta cementera (fuente de gran emisión de ruido). Igual que con el nivel de confort debido a las vibraciones, para reducir el ruido debido al contacto neumático-pavimento se debería mejorar la regularidad del firme y su textura.

#### 7.4. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

A lo largo del proceso de desarrollo de este trabajo han ido surgiendo otros aspectos teóricos y prácticos en los cuales resulta de interés profundizar. A continuación se exponen las posibles futuras líneas de investigación que pueden dar continuidad a esta tesis doctoral.

El programa desarrollado para el cálculo de pavimentos supone un importante avance con respecto a los programas existentes, aunque existen varios aspectos en los que incidir que mejorarían los resultados que a día de hoy se pueden obtener con él. Con este objetivo se propone:

- Implementar la metodología de Burmister (1944, 1945) para el cálculo de las tensiones y deformaciones en firmes flexibles multicapa. Esta metodología, aunque compleja de programar, aportaría resultados algo más precisos que los métodos existentes.
- Considerar la presencia de pasadores y barras de atado en los pavimentos de hormigón. Ello permitiría tener en cuenta la transmisión de carga entre losas.
- Acoplar el efecto de la temperatura y la humedad en la comprobación a fatiga por las cargas de tráfico en el caso de los pavimentos de hormigón. Actualmente se considera para el cálculo a fatiga que solo las cargas de tráfico están actuando, cuando en la realidad estas sollicitaciones se dan al mismo tiempo que aparecen las deformaciones y tensiones térmicas e higrométricas.

Por otro lado, la mejora de la resistencia prefisuración de las interfases de los *whitetoppings* y los *overlays* empleando un HAAR ha sido satisfactoria con respecto a otros tratamientos de adherencia. Aun así, hay aspectos en los que profundizar y que son interesantes analizar:

- Estudiar con más detalle la dosificación y el comportamiento en estado fresco del HAAR en aras de maximizar su adherencia con el Hormigón Convencional (H) y Aglomerado Asfáltico (A).
- Realizar pruebas a escala real de refuerzos construidos con HAAR y sometidos a cargas de tráfico para validar esta solución tecnológica.

Los refuerzos construidos con tornillos en la interfase a modo de anclaje para mejorar su resistencia posfisuración se han comportado adecuadamente bajo cargas de tráfico. Sin embargo, hay aspectos en los que todavía se profundizar:

- Construir refuerzos que se sitúen más próximos al fallo prematuro para cuantificar como los anclajes en la interfaz contribuyen a la resistencia.
- Analizar otro tipo de tornillos o pasadores como elementos de cosido de las interfases.
- Estudiar Estados Límite Últimos (ELU) para los anclajes complementarios al asumido para el dimensionamiento de los anclajes (ELU de cortante de los tornillos).

Finalmente, respecto a la construcción de refuerzos de poco espesor con HCCR de rápido desarrollo de resistencia, también hay puntos en los que puede ser interés incidir para mejorar los resultados obtenidos. Estos puntos son:

- Construir refuerzos de HCCR en los que la dosificación se haga basándose en su consistencia para tener un mejor control de ésta. Para ellos se podría utilizar un consistómetro VeBe o dosificar para maximizar la densidad del hormigón compactado mediante el método Proctor.
- Estudiar la aplicación de otros tratamientos superficiales como fresados con discos, microfresados con picas, etc. para mejorar la calidad de la superficie de rodadura en términos de textura, regularidad, ruido emitido y vibraciones inducidas en el pavimento.

- Construir refuerzos de HCCR sobre pavimentos asfálticos para determinar si aparecen limitaciones adicionales debidas a la diferente naturaleza del firme a reparar.



## 8. BIBLIOGRAFÍA

AASHO (1962). The AASHO Road Test. Report 5 Pavement Research. Washington, DC: Highway Research Board.

AASHTO (1986). Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.,

AASHTO (2007). AASHTO Mechanistic- Empirical Design Guide. Version 1.0 NCHRP Project 1-37a. Washington, DC: Transportation Research Board.

AASHTO (1993). Guide for Design of Pavement Structures, AASHTO. Washington.

ACI (2001). Accelerated Techniques for Concrete Paving. Technical Committee Document ACI 325.11R. Committee 325. Farmington Hills, Michigan.

ACPA (1996) Construction of Portland Cement Concrete Pavements, Participant's Manual, FHWA HI-96-027, AASHTO/FHWA/INDUSTRY Joint Training, Washington, DC: Federal Highway Administration, United States Department of Transportation.

ACPA (2012a). Bonded Concrete Overlay on Asphalt (BCOA) Thickness Designer. [online] BCOA THICKNESS DESIGNER. Disponible en: <http://apps.acpa.org/applibrary/BCOA/> [Acceso 10 Abril 2018].

ACPA (2012b). StreetPave. [online] StreetPave. Disponible en: <http://acpa.org/streetpave> [Acceso 10 Abril 2018].

ACPA (2016). The National Overlay Explorer. [online] Overlays.acpa.org Disponible en: <http://overlays.acpa.org/webapps/overlayexplorer/index.html> [Acceso 23 Mayo 2018].

Adaska, W. (2006). Roller-Compacted Concrete (RCC). PCA Research & Development Information Serial No. 2975. Skokie, IL: Portland Cement Association.

AEMET (2012). Guía resumida del clima en España (1981-2010). [online] [www.aemet.es](http://www.aemet.es). Disponible en: [http://www.aemet.es/es/conocermas/recursos\\_en\\_linea/publicaciones\\_y\\_estudios/publicaciones/detalles/guia\\_resumida\\_2010](http://www.aemet.es/es/conocermas/recursos_en_linea/publicaciones_y_estudios/publicaciones/detalles/guia_resumida_2010) [Acceso 16 Mayo 2018].

Aguado de Cea, A., Carrascón Ortiz, S., Pialarissi Cavalaro, S.H., Puig Damians, I. y Senés, C. (2010). Manual para el proyecto, construcción y gestión de pavimentos bicapa de hormigón.

Ajuntament de Barcelona (2018). Detall de la partida de Pavimentació de vies públiques: Pressupost Obert. [online] [Ajuntament.barcelona.cat](http://ajuntament.barcelona.cat/estrategiaifinances/pressupostobert/ca/programas/1532/pavimentacio-de-vies-publicues#view=functional&year=2018). Disponible en: <http://ajuntament.barcelona.cat/estrategiaifinances/pressupostobert/ca/programas/1532/pavimentacio-de-vies-publicues#view=functional&year=2018> [Acceso 16 Febrero 2018].

Al-Mandil, M. Y., Khalil, H. S., Baluch, M. H., & Azad, A. K. (1990). Performance of epoxy-repaired concrete under thermal cycling. *Cement and concrete composites*, 12(1), 47-52.

Altoubat, S.A., Roesler, J.R., Lange, D.A. y Rieder, K.A. (2008). Simplified method for concrete pavement design with discrete structural fibers. *Construction and Building Materials*, 22(3), 384-393.

Amorim, S.I., Pais, J.C., Vale, A.C. y Minhoto, M.J. (2015). A model for equivalent axle load factors. *International Journal of Pavement Engineering*, 16(10), 881-893.

Aragón, Á., Martínez, J.A., Rodríguez, Á. y Manso, J.M. (2008). Comportamiento a rasante en juntas de piezas compuestas entre hormigones "in situ" y prefabricados de alta resistencia: sin armadura y con armadura de cosido. *Encontro Nacional Betão Estrutural 2008 (BE2008)*, Guimarães, Portugal, 5-7 Noviembre.

ASTM C882 / C882M-13a (2013). Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy-Resin Systems Used With Concrete By Slant Shear, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D4541-17 (2017). Standard Test Method for Pull-Off Strength of Coatings Using Portable Adhesion Testers, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Austin, S., Robins, P. y Pan, Y. (1999). Shear bond testing of concrete repairs. *Cement and concrete research*, 29(7), 1067-1076.

Austin, S., Robins, P. y Pan, Y. (1995). Tensile bond testing of concrete repairs. *Materials and Structures*, 28(5), 249.

Azenha, M. (2009) Numerical Simulation of the Structural Behavior of Concrete Since its Early Ages, Tesis Doctoral. School of Engineering. University of Porto.

- Bažant, Z.P. y Najjar, L. J. (1972). Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete. *Matériaux et Construction*, 5(1), 3-20.
- Birmann, D. (1981). Einfluß hydraulisch gebundener Tragschichten auf die Beanspruchung von Betondecken-Experimentelle und theoretische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der Randbelastung. Mitt Pruefamt Landverkehrsweg TU Muenchen, Issue 35.
- Bonaldo, E., Barros, J.A. y Lourenço, P.B. (2005). Bond characterization between concrete substrate and repairing SFRC using pull-off testing. *International journal of adhesion and adhesives*, 25(6), 463-474.
- Bordelon, A. y Roesler, J.R. (2009). Fiber-reinforced concrete pavement design and material requirements. In *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. 8th International Conference (BCR2A'09) University of Illinois, Urbana-Champaign*.
- Bordes, P. (1985). 'L'enduit superficiel – Couche de roulement sur sables et graves traités aux liants hydrauliques et béton compacté. *Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, No. 138, pp. 73-80.
- Boussinesq, J.V. (1885). *Applications des Potentiels a L'Etude de l'Equilibre et du Movement des Solides Elastiques*. Paris: Gauthier Villars.
- Burmister, D.M., Palmer, L.A., Barber, E.S. y Middlebrooks, T.A. (1944). The theory of stress and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways. In *Highway Research Board Proceedings (Vol. 23)*.
- Burmister, D.M. (1945). The general theory of stresses and displacements in layered systems. I. *Journal of applied physics*, 16(2), 89-94.
- Carbonell Muñoz, M.A., Harris, D.K., Ahlborn, T.M. y Froster, D.C. (2013). Bond performance between ultrahigh-performance concrete and normal-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(8), 04014031.
- Cengel, Y.A. y Ghajar, A. (2010). *Heat and mass Transfer: Fundamentals and Applications*, McGraw-Hill, New York, 4th ed.
- Chabot, A., Hun, M. y Hammoum, F. (2013). Mechanical analysis of a mixed mode debonding test for "composite" pavements. *Construction and Building Materials*, 40, 1076-1087.
- Chestney, M.A. (1996). *Concrete Patch Repair Bond Strength*. Department of Civil and Building Engineering, Loughborough University.
- Chhorn, C., Hong, S.J. y Lee, S.W. (2017a). A study on performance of roller-compacted concrete for pavement. *Construction and Building Materials*, 153, 535-543.
- Chhorn, C., Kim, Y.K., Hong, S.J. y Lee, S.W. (2017b). Evaluation on compactibility and workability of roller-compacted concrete for pavement. *International Journal of Pavement Engineering*, 1-6.
- Condon, E.M., Golden, B.L. y Wasil, E.A. (1999). Predicting the success of nations at the Summer Olympics using neural networks. *Computers & Operations Research*, 26(13), 1243-1265.

- Conter, M. (2008) Statistical Properties of Road Traffic Noise Emission Measurements. 6th Symposium on Pavement Surface Characteristics. Portorož, Slovenia.
- Courard, L., Michel, F. y Martin, M. (2011). The evaluation of the surface free energy of liquids and solids in concrete technology. *Construction and building materials*, 25(1), 260-266.
- Czaderski, C., Soudki, K. y Motavalli, M. (2010). Front and side view image correlation measurements on FRP to concrete pull-off bond tests. *Journal of Composites for Construction*, 14(4), 451-463.
- Deacon, J.A., Fin, F.N., Hudson, W.R., Hindermann, W.L., Warden, W.B. y Monismith, C.L. (1969). Load equivalency in flexible pavements. In *Association of Asphalt Paving Technologists Proc.*
- Delatte, N. (2008). *Concrete pavement design, construction, and performance*. Crc Press.
- Denarié, E., Silfwerbrand, J. y Beushausen, H. (2011) Structural Behaviour in: B. Bissonnette, L. Courard, D.W. Fowler y J.L. Granju (Eds.), *Bonded Cement-Based Material Overlays for the Repair, the Lining or the Strengthening of Slabs or Pavements*, Springer, Netherlands, pp. 81-106.
- Diab, A.M., Elmoaty, A.E.M.A. y Eldin, M.R.T. (2017). Slant shear bond strength between self compacting concrete and old concrete. *Construction and Building Materials*, 130, 73-82.
- EHE-08 (2008). *Instrucción del Hormigón Estructural*, Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento.
- Eid, J. (2012). *Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping)*. Munich: Lehrstuhl und Prüfamf für Verkehrswegebau.
- Eisenmann, J. y Leykauf, G. (2003). *Betonfahrbahnen*. Berlin: Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau.
- Elbadry, M.M. y Ghali, A. (1983). Temperature variations in concrete bridges. *Journal of Structural Engineering*, 109(10), 2355-2374.
- ERF (2017). *Road Statistics Yearbook 2017*.
- Espeche, A.D. y León, J. (2011). Estimation of bond strength envelopes for old-to-new concrete interfaces based on a cylinder splitting test. *Construction and Building Materials*, 25(3), 1222-1235.
- Felt, E.J. (1956). Resurfacing and patching concrete pavements with bonded concrete. In *Highway Research Board Proceedings (Vol. 35)*.
- FHWA (1994). *Accelerated Rigid Paving Techniques: State-of-the-Art Report*. Special Project 201, Report FHWA-94-080.
- FIP (1982). *Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete, Guide to Good Practice*, FIP, Wexham Springs.
- FSV (1997). *RVS 11.066 - IV. Rollgeräuschmessung*.
- Granju, J.L., Sabathier, V., Turatsinze, A. y Toumi, A. (2004). Interface between an old concrete and a bonded overlay: debonding mechanism. *Interface science*, 12(4), 381-388
- Griffiths, G. y Thom, N. (2000). *Concrete pavement design guidance notes*. CRC Press.

Gucunski, N. (1998). Development of a design guide for ultra thin whitetopping (UTW). Research Rep. FHWA NJ2001-018, NJDOT, Rutgers State Univ., New Brunswick, NJ.

Hallin, J.P. (2004). Development of the 2002 guide for the design of new and rehabilitated pavement structures: Phase II. Report for National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council.

Harrington, D.S., DeGraaf, D., Riley, R.C., Rasmussen, R.O., Grove, J. y Mack, J. (2007). Guide to Concrete Overlay Solutions.

Harrington, D. y Fick, G. (2014). Guide to concrete overlays: sustainable solutions for resurfacing and rehabilitating existing pavements (3rd Edition) (No. ACPA publication TB021. 03P).

Harrington, D., Abdo, F., Adaska, W., Hazaree, C.V., Ceylan, H. y Bektas, F. (2010). Guide for roller-compacted concrete pavements. InTrans Project Reports. 102.

Hossain, M.S. y Ozyildirim, H.C. (2015). Roller Compacted Concrete Pavement in Virginia. In Airfield and Highway Pavements 2015 (pp. 429-440).

Huang, Y.H. (2004). Pavement analysis and design. 2nd ed. New Jersey: Prentice-Hall.

Hun, M., Chabot, A. y Hammoum, F. (2012). A four-point bending test for the bonding evaluation of composite pavement. In 7th Rilem International Conference on Cracking in Pavements (pp. 51-60). Springer, Dordrecht.

ICPA (2014). Manual de Diseño y Construcción de Pavimentos de Hormigón. E-book.

ICRI (2013). Guideline No. 310.2R-2013: Selecting and specifying concrete surface preparation for sealers, coatings, polymer overlays, and concrete repair.

IECA (2012). Firms de hormigón en carreteras. Guía técnica.

IECA (2016). Pavimentos de hormigón compactado con rodillo. Guía técnica.

IGN (2009). España a través de los mapas. [online] [www.ign.es](http://www.ign.es). Disponible en: [https://www.ign.es/espmap/mapas\\_clima\\_bach.htm](https://www.ign.es/espmap/mapas_clima_bach.htm) [Acceso 22 Mayo 2018].

Ikumi, T., Cavalaro, S.H., Segura, I., de la Fuente, A. y Aguado, A. (2016). Simplified methodology to evaluate the external sulfate attack in concrete structures. *Materials & Design*, 89, 1147-1160.

Illinois DOT (2010). Spreadsheet for Portland Cement Concrete Inlay / Overlay Thickness Design. [online] Disponible en: [http://www.idot.illinois.gov/assets/uploads/files/doing-business/templates/bde/pcc\\_inlay-overlaydesignsprdsht.xls](http://www.idot.illinois.gov/assets/uploads/files/doing-business/templates/bde/pcc_inlay-overlaydesignsprdsht.xls) [Acceso 10 Abr. 2018].

Ioannides, A.M. y Khazanovich, L. (1993). Load equivalency concepts: a mechanistic reappraisal. *Transportation Research Record*, 42-42.

Ioannides, A.M. Thompson, M.R. y Barenberg, E.J. (1985). Westergaard solutions reconsidered. *Transportation research record*, 1043, 13-23.

Iovinella, I., Prota, A. y Mazzotti, C. (2013). Influence of surface roughness on the bond of FRP laminates to concrete. *Construction and Building Materials*, 40, 533-542.

IRCP:SP:76. (2008). Tentative guidelines for conventional, thin and ultra-thin whitetopping. Indian Road Congress, New Delhi.

Isla, F., Luccioni, B., Ruano, G., Torrijos, M.C., Morea, F., Giaccio, G. y Zerbino, R. (2015). Mechanical response of fiber reinforced concrete overlays over asphalt concrete substrate: Experimental results and numerical simulation. *Construction and Building Materials*, 93, 1022-1033.

Jayatilaka, A.D.S. (1979). *Fracture of engineering brittle materials*. Applied Science Publishers.

Jonasson, J.E. (1977). Computer program for non-linear computations in concrete with regard to shrinkage, creep, and temperature. CBI Report No. 7:77, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 161 pp., [En Sueco].

Jones, E.R. y Childers, R.L. (2001). *Contemporary college physics*. 3rd ed. ed. Boston: McGraw Hill.

Julio, E.N., Branco, F.A. y Silva, V.D. (2004). Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface. *Construction and Building materials*, 18(9), 675-681.

Jundhare, D. R., Khare, K. C. y Jain, R. K. (2012). Ultra-Thin White topping in India: State-of-Practice. *ACEE Int. J. on Transportation and Urban Development*, 2(1).

Kelly, A. y Macmillan, N.H. (1986). *Strong Solids*. Oxford University Press, Walton Street, Oxford OX 2 6 DP, UK.

Kim, M.O., Bordelon, A.C. y Lee, N.K. (2017). Early-age crack widths of thin fiber reinforced concrete overlays subjected to temperature gradients. *Construction and Building Materials*, 148, 492-503.

Klein, N.S., Bachmann, J., Aguado, A. y Toralles-Carbonari, B. (2012). Evaluation of the wettability of mortar component granular materials through contact angle measurements. *Cement and Concrete Research*, 42(12), 1611-1620.

Klein, N.S., Cavalaro, S., Aguado, A. Segura, I. y Toralles, B. (2016). The wetting water in cement-based materials: Modeling and experimental validation. *Construction and Building Materials*, 121, 34-43.

Kraemer, C. y Albelda, R. (2004). Evaluación técnico-económica de las secciones de firmes de la Norma 6.1-IC. VI Congreso nacional de firmes. 24 al 27 de Mayo. León (España).

Kraemer, C., Pardillo, J.M., Rocci, S., Romana, M.G., Sanchez Blancos, V. y del Val, M.A. (2003). *Ingeniería de carreteras*. McGraw-Hill,

LaHucik, J. y Roesler, J. (2017). Field and Laboratory Properties of Roller-Compacted Concrete Pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (2630), 33-40.

LaHucik, J., Dahal, S., Roesler, J. y Amirkhanian, A. N. (2017). Mechanical properties of roller-compacted concrete with macro-fibers. *Construction and Building Materials*, 135, 440-446.

Larson, J.L. (1986). Roller-compacted concrete pavement design practices for intermodal freight terminals at the port of Tacoma. In: Presented at facing the challenge. The intermodal terminal of the future, 2-5 March New Orleans, LA. Washington, DC. 22-29.

Lau, C.M., Fwa, T.F. y Paramasivam, P. (1994). Interface shear stress in overlaid concrete pavements. *Journal of transportation engineering*, 120(2), 163-177.

- LCPC (1994). Conception et dimensionnement des structures de chaussé. SETRA. París.
- LCPC (1998). Catalogue des structures types de chaussées neuves. Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Paris.
- Leng, Z., Ozer, H., Al-Qadi, I. y Carpenter, S. (2008). Interface bonding between hot-mix asphalt and various Portland cement concrete surfaces: laboratory assessment. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (2057), 46-53.
- Li, Z., Dufalla, N., Mu, F. y Vandebossche, J. M. (2013). Bonded concrete overlay of asphalt pavements mechanistic-empirical design guide (BCOA-ME). *Theory Manual, FHWA PFP Study*, 5, 165.
- López-Carreño, R. D., Pujadas, P., Cavalaro, S. H. y Aguado, A. (2017). Bond strength of whitetoppings and bonded overlays constructed with self-compacting high-performance concrete. *Construction and Building Materials*, 153, 835-845.
- Maitra, S.R., Reddy, K.S. y Ramachandra, L. S. (2009). Load transfer characteristics of dowel bar system in jointed concrete pavement. *Journal of Transportation Engineering*, 135(11), 813-821.
- Mallick, R.B y El-Korchi, T. (2013). *Pavement Engineering: Principles and Practice*, 2nd ed., Taylor & Francis, Boca Raton.
- Martirosyan, R. (2017). Development of a coupled finite element model for early age concrete behavior: application to concrete pavements. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- McGhee, K.H. (1994). NCHRP Synthesis 204: Portland Cement Concrete Resurfacing - A Synthesis of Highway Practice. TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- McLachlan, N.W. (1955). *Bessel functions for engineers*. London: Oxford University Press.
- Mehta, P.K. y Monteiro, P.J.M. (2006). *Concrete: microstructure, properties, and materials*. 3rd Edition. McGraw-Hill Publishing.
- Miguez Pessada, D., González, A., Violini, D., Pappalardi, M. y Zerbino, R. (2012) "Desarrollo e implementación de un hormigón reforzado con fibras sintéticas para la repavimentación de la Ruta 24 de Uruguay". En V Congreso Internacional; 19 Reunión Técnica AATH, Bahía Blanca, Argentina. ISBN 978-987-21660-6-9:311-318.
- Ministerio de Fomento (2003). Norma 6.1-IC. Secciones de firme.
- Ministerio de Fomento. (2010a). Inventario de la Red de Carreteras del Estado. Catálogo de la RCE a 31 de diciembre de 2008. Centro de Publicaciones. Secretaría General técnica.
- Ministerio de Fomento (2010b). Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes PG-3.
- Ministerio de Fomento (2012). Norma 3.1-IC. Trazado.
- Ministerio de Fomento (2016). IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

Mirambell, E. y Aguado, A. (1987). Modelo de obtención de distribuciones de temperaturas y de tensiones longitudinales autoequilibradas en puentes de hormigón. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 3(2), 205-230.

Miró Recasens, R., Pérez Jiménez, F. y Borrás González, J.M. (2003). Evaluation of the effect of tack coats. LCB shear test. In *Proceedings of the 6th RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials*, pp. 550-556. Zurich (Switzerland).

Mirsayah, A.A. y Banthia, N. (2002). Shear strength of steel fiber-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 99(5), 473-479.

Model Code (2010). First complete draft – vol 1. Comité EuroInternational du Béton, Lausanne, Switzerland.

Mohamad, M.E., Ibrahim, I.S., Abdullah, R., Rahman, A.A., Kueh, A.B.H. y Usman, J. (2015). Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond. *Cement and Concrete Composites*, 56, 1-14.

Momayez, A., Ehsani, M.R., Ramezani pour, A.A. y Rajaie, H. (2005). Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials. *Cement and concrete research*, 35(4), 748-757.

Mu, F. (2014). Laboratory and numerical investigation of interface debonding of bonded concrete overlay of asphalt and its effect on the critical stress in the overlay (Tesis Doctoral, University of Pittsburgh).

Nanni, A. y Johari, A. (1989). RCC pavement reinforced with steel fibers. *Concrete International*, 11(3), 64-69.

Nanni, A., Ludwig, D. y Shoenberger, J. (1996). Roller compacted concrete for highway pavements. *Concrete International*, 18(5), 33-38.

NCHRP (2004). 2002 Design Guide: Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Draft Final Report, NCHRP Study 1-37A, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC.

Newbolds, S. y Olek, J. (2008). "Evaluation of performance and design of ultrathin whitetopping (bonded concrete resurfacing) using largescale accelerated pavement testing." FHWA/IN/JTRP-2008/14, Joint Transportation Research Program, Indiana Dept. of Transportation and Purdue Univ., West Lafayette, Indiana.

Nguyen Dinh, N. (2016). Precast Ultra-Thin Whitetopping (PUTW) in Singapore and Its Application for Electrified Roadways (Tesis Doctoral, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamf für Verkehrswegebau).

NLT 161/98 (1998). Resistencia a compresión simple de mezclas bituminosas.

NLT 330/98 (1998). Cálculo del índice de regularidad internacional, IRI, en pavimentos de carreteras.

NLT 346/90 (1990). Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas.



Odemark, N. (1949). Investigations as to the elastic properties of soils and design of pavements according to the theory of elasticity. Report 77, national Swedish road and traffic research institute, Linköping, Sweden.

Oller, S. (2003). Simulación numérica del comportamiento mecánico de los materiales compuestos. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.

PCA (1966). Thickness Design for Concrete Pavements. Portland Cement Association.

PCA (1984). Thickness design for concrete highway and street pavements. Skokie, IL.

Perez, F., Bissonnette, B. y Gagné, R. (2009). Parameters affecting the debonding risk of bonded overlays used on reinforced concrete slab subjected to flexural loading. *Materials and structures*, 42(5), 645-662.

Perez, S.A., Balay, J.M., Tamagny, P. y Petit, C. (2007). Accelerated pavement testing and modeling of reflective cracking in pavements. *Engineering Failure Analysis*, 14(8), 1526-1537.

Pujadas, P., Cavalaro, S. H. P. y Aguado, A. (2018). Mives multicriteria assessment of urban-pavement conditions: application to a case study in Barcelona. *Road Materials and Pavement Design*, 1-17.

Qin, Y. y Hiller, J.E. (2011). Modeling temperature distribution in rigid pavement slabs: impact of air temperature. *Construction and Building Materials*, 25(9), 3753-3761.

Queiroz, C.A. y Gautam, S. (1992). Road infrastructure and economic development: some diagnostic indicators (Vol. 921). World Bank Publications.

Ramezaniapour, A.A., Mohammadi, A., Dehkordi, E.R. y Chenar, Q.B. (2017). Mechanical properties and durability of roller compacted concrete pavements in cold regions. *Construction and Building Materials*, 146, 260-266.

Rasmussen, R.O. y Rozycki, D.K. (2004). Thin and ultra-thin whitetopping: A synthesis of highway practice (Vol. 338). Transportation Research Board.

Ray, I., Davalos, J.F. y Luo, S. (2005). Interface evaluations of overlay-concrete bi-layer composites by a direct shear test method. *Cement and Concrete Composites*, 27(3), 339-347.

Rephann, T.J. (1993). Highway investment and regional economic development: decision methods and empirical foundations. *Urban Studies*, 30(2), 437-450.

Rith, M., Kim, Y. K., Lee, S.W., Park, J.Y. y Han, S.H. (2016). Analysis of in situ bond strength of bonded concrete overlay. *Construction and Building Materials*, 111, 111-118.

Roesler, J.R., Bordelon, A.C., Ioannides, A., Beyer, M. y Wang, D. (2008). Design and concrete material requirements for ultra-thin whitetopping. Illinois Center for Transportation.

Rollings, R.S. (2001) Concrete Pavement Design: It's More Than a Thickness Design Chart, Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Pavements, Volume I, Orlando FL: International Society for Concrete Pavements, pp. 281-295.

Roy, M., Ray, I. y Davalos, J. F. (2013). High-performance fiber-reinforced concrete: Development and evaluation as a repairing material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(10), 04014074.

- Ruiz, J.M., Schindler, A.K., Rasmussen, R.O., Nelson, P.K. y Chang, G.K. (2001). Concrete temperature modeling and strength prediction using maturity concepts in the FHWA HIPERPAV software. In *Seventh International Conference on Concrete Pavements. The Use of Concrete in Developing Long-Lasting Pavement Solutions for the 21st Century* International Society for Concrete Pavements (Vol. 1).
- Ruiz Rubio, A. y Jofré Ibáñez, C. (2003). *Manual de firmes de capas tratadas con cemento*. Ministerio de Fomento. CEDEX. IECA.
- Ruiz-Nuñez, F. y Zichao, W. (2015). *Infrastructure Investment Demands in Emerging Markets and Developing Economies*. World Bank Policy Research Working Paper No. 7414. Washington, DC.
- Santos, D.S., Santos, P.M. y Dias-da-Costa, D. (2012). Effect of surface preparation and bonding agent on the concrete-to-concrete interface strength. *Construction and Building Materials*, 37, 102-110.
- Sayers, M.W. y Karamihas, S.M. (1998). *The little book of profiling*. University of Michigan.
- Schmidt, C., Schmidt, M. y Racky, P. (2012). "Whitetopping" of asphalt and concrete pavements with thin layers of Ultra-High-Performance Concrete: Construction and economic efficiency. In *Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems: Proceedings of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE'12)*, Vienna, Austria, October 3-6, 2012 (p. 456). CRC Press.
- Segura-Castillo, L.S. y Aguado de Cea, A. (2012). Bi-layer diaphragm walls: Evolution of concrete-to-concrete bond strength at early ages. *Construction and Building Materials*, 31, 29-37.
- Shamsaei, M., Aghayan, I. y Kazemi, K.A. (2017). Experimental investigation of using cross-linked polyethylene waste as aggregate in roller compacted concrete pavement. *Journal of Cleaner Production*, 165, 290-297.
- Silfwerbrand, J., Beushausen, H. y Courard, L. (2011) Bond in: B. Bissonnette, L. Courard, D.W. Fowler, J.L. Granju (Eds.), *Bonded Cement-Based Material Overlays for the Repair, the Lining or the Strengthening of Slabs or Pavements*, Springer, Netherlands, pp. 51-79.
- Solas, A. (1988). Armaduras de cosido entre hormigones prefabricados y ejecutados in situ. *Informes de la Construcción*, 39(394), 33-47.
- Sutter, I., Peterson, K., Julio-Betancourt, G., Hooton, D., Van Dam, T. y Smith., K. (2008). *The Deleterious Chemical Effects of Concentrated Deicing Solutions on Portland Cement Concrete*, Final Report. Publication SD2002-01-F. Pierre, SD: South Dakota Department of Transportation.
- Syed, A. y Sonparote, R.S. (2017). Analysis of Prestressed Precast Concrete Pavement. *Materials Today: Proceedings*, 4(9), 9713-9717.
- Tayeh, B.A., Bakar, B.A., Johari, M.M. y Ratnam, M.M. (2013). The relationship between substrate roughness parameters and bond strength of ultra high-performance fiber concrete. *Journal of Adhesion Science and Technology*, 27(16), 1790-1810.
- Taylor, J. (1997). *An Introduction to error analysis - the study of uncertainties in physical measurements*. 2nd Edition. University Science Books. Sausalito, California, USA. P. 349.

Taylor, P., Rasmussen, R.O., Torres, H., Fick, G., Harrington, D. y Cackler, T. (2012). Guide for Optimum Joint Performance of Concrete Pavements. Ames, IA: National Concrete Pavement Technology Center, Iowa State University.

Teng, J.G., Smith, S.T., Yao, J. y Chen, J.F. (2003). Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs. *Construction and building materials*, 17(6-7), 447-462.

Turatsinze, A., Beushausen, H., Gagné, R., Granju, J.L., Silfwerbrand, J. y Walter, R. (2011) Debonding in: B. Bissonnette, L. Courard, D.W. Fowler, J.L. Granju (Eds.), *Bonded Cement-Based Material Overlays for the Repair, the Lining or the Strengthening of Slabs or Pavements*, Springer, Netherlands, pp. 107-139.

UNE 83980 (2014). Durabilidad del hormigón. Métodos de ensayo. Determinación de la absorción de agua, la densidad y la porosidad accesible al agua del hormigón.

UNE-EN 103500 (2005). Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor normal.

UNE-EN 12350-3: (2009). Ensayos de hormigón fresco. Parte 3: Ensayo Vebe.

UNE-EN 12390-13 (2014). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 13: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión

UNE-EN 12390-2 (2009). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia.

UNE-EN 12390-3 (2009). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.

UNE-EN 12390-6 (2010). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 6: Resistencia a tracción indirecta de probetas.

UNE-EN 12591 (2009). Betunes y ligantes bituminosos. Especificaciones de betunes para pavimentación.

UNE-EN 13075-1 (2009). Betunes y ligantes bituminosos. Determinación del comportamiento a la rotura. Parte 1: Determinación del índice de rotura de las emulsiones bituminosas catiónicas, método de la carga mineral.

UNE-EN 13108-1 (2008). Mezclas bituminosas. Especificaciones de materiales. Parte 1: Hormigón bituminoso.

UNE-EN 13808 (2013). Betunes y ligantes bituminosos. Especificaciones de las emulsiones bituminosas catiónicas.

UNE-EN ISO 11819-2 (2017) Acústica. Medida de la influencia de las superficies de la carretera sobre el ruido del tráfico. Parte 2: Método de proximidad (ISO 11819-2:2017) (Ratificada por la Asociación Española de Normalización en julio de 2017.)

UNE-ENV 12633 (2003). Método para la determinación del valor de la resistencia al deslizamiento/resbalamiento de los pavimentos pulidos y sin pulir.

UNE-ISO 2631-1 (2008). Vibraciones y choques mecánicos. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 1: Requisitos generales.

Van Cauwelaert, F.J. (2003). Pavement design and evaluation: The required mathematics and its application. Brussels: Federation of the Belgian Cement Industry.

Vandenbossche, J. (2013). BCOA ME. Swanson School of Engineering, University of Pittsburgh. [online] BCOA ME. Disponible en: <http://www.engineering.pitt.edu/Vandenbossche/BCOA-ME/> [Acceso 10 Abril 2018].

Villanueva J. (2015). Estudio comparado de los métodos analíticos de dimensionamiento de firmes y su evolución. Trabajo Fin de Grado. Escuela Técnica Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla

Wall, J.S. y Shrive, N.G. (1988). Factors affecting bond between new and old concrete. *ACI Materials Journal*, 85(2), 117-125.

Westergaard, H. M. (1926a). Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. *Public Roads* 7: 25-35.

Westergaard, H.M. (1926b). Analysis of stresses in concrete pavement due to variations of temperature. *Proceedings, Highway Research Board* 6: 201-215.

Westergaard, H.M. (1927). Theory of concrete pavement design. *Proceedings, Highway Research Board*, Part 1, 7: 175-181.

Westergaard, H.M. (1939). Stresses in concrete runways of airports. *Proceedings of the 19th Annual Meeting of the Highway Research Board*, pp. 90-112. Washington, DC: National Research Council.

Westergaard, H. M. (1948). *New Formulas for Stresses in Concrete Pavements in Airfields*, Vol. 113. Washington, DC: American Society of Civil Engineers Transactions.

Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendungen in der Technik*, Vol. 1, Theil. H Dominicus, Prage.

Xi, Y., Bažant, Z.P. y Jennings, H.M. (1994b). Moisture diffusion in cementitious materials adsorption isotherms. *Advanced cement based materials*, 1(6), 248-257.

Xi, Y., Bažant, Z.P., Molina, L. y Jennings, H.M. (1994a). Moisture diffusion in cementitious materials moisture capacity and diffusivity. *Advanced Cement Based Materials*, 1(6), 258-266.

Yucel, H.E., Jashami, H., Sahmaran, M., Guler, M. y Yaman, I. O. (2013). Thin ECC overlay systems for rehabilitation of rigid concrete pavements. *Magazine of Concrete Research*, 65(2), 108-120.

Zanotti, C., Banthia, N. y Plizzari, G. (2014). A study of some factors affecting bond in cementitious fiber reinforced repairs. *Cement and Concrete Research*, 63, 117-126.

Zhu, Y. (1992). Effect of surface moisture condition on bond strength between new and old concrete, *Bulletin No. 159*, Department of Structural Mechanics and Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 27 pp.

# ANEJO 1. MÉTODOS DE CÁLCULO TENSO-DEFORMACIONAL DE PAVIMENTOS SOMETIDOS A CARGAS DE TRÁFICO

## A1.1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se presentan los 4 modelos implementados en el programa de cálculo de pavimentos del Capítulo 3 para la obtención de las tensiones y deformaciones en las capas de materiales de firme. El primer modelo es el del Método de Westergaard para firmes monocapa (MW1C), el segundo el Método de Westergaard para firmes multicapa (MWEQ), el tercero el Método de New Jersey para *whitetoppings* (MNJ) y el cuarto el Método de los Espesores Equivalentes de Odemark (MEEO). En cada uno de los apartados siguientes se explica cada uno de ellos.

## A1.2. MÉTODO DE WESTERGAARD PARA FIRMES MONOCAPA (MW1C)

La Figura A1.1 muestra el caso de una carga puntual de valor  $P$  aplicada sobre una losa infinita, isótropa y elástica que se encuentra apoyada sobre un lecho elástico. La Ecuación A1.1 permite obtener en coordenadas polares el desplazamiento vertical  $w$  de la losa (Van Cauwelaert, 2003). Por simetría, la magnitud del desplazamiento vertical  $w$  es la misma para cualquier punto situado a una distancia  $r$  respecto al punto de aplicación de la carga.

Para obtener la Ecuación A1.1 se asume la hipótesis de Winkler (1867) en la que la reacción del terreno  $q$  es proporcional a la flecha de la losa según el módulo de balasto del terreno  $k_b$  (es decir,  $q = k_b \cdot w$ ). Véase que en la ecuación también interviene la rigidez de la losa  $D$ , la cual se obtiene con la Ecuación A1.2 en función de su espesor  $H$ , su módulo elástico  $E$  y su coeficiente de Poisson  $\nu$ .

La Ecuación A1.3 (Van Cauwelaert, 2003) corresponde a la solución explícita de la Ecuación A1.1. En ella interviene el radio de rigidez relativa  $l_{rr}$ , unas constantes  $C_{1W}$  a  $C_{4W}$  que dependen de las condiciones de contorno y las funciones de Kelvin  $ber$ ,  $bei$ ,  $ker$  y  $kei$ , cuyos valores se pueden obtener mediante series numéricas (Ioannides y Khazanovich, 1993; McLachlan, 1955). El valor de  $l_{rr}$ , se obtiene con la Ecuación A1.5 en función de la rigidez de la losa  $D$  y del módulo de balasto del apoyo  $k_b$ .

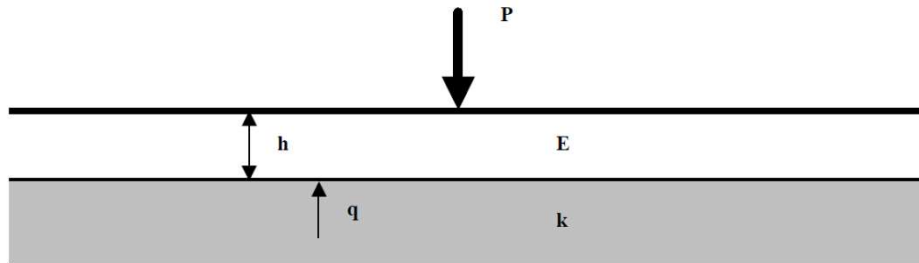


Figura A1.1 – Carga puntual sobre losa monocapa de longitud infinita (CITA).

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}\right) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial r}\right) + \frac{q}{D} = 0 \quad \text{Ec. A1.1}$$

$$D = \frac{E \cdot H^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad \text{Ec. A1.2}$$

Por otro lado, la Ecuación A1.3 se convierte en la Ecuación A1.4 para el caso de un firme monocapa sometido a una carga puntual  $P$  como el que aquí se estudia. Para ello hay que considerar que la constante de Euler-Mascheroni  $\gamma_{EM}$  vale 0,5772156649 y que se deben imponer las siguientes condiciones de contorno (Van Cauwelaert, 2003):

- $w(r = \infty) = 0$  → La flecha en el infinito tiene valor nulo.
- $w(r = 0) \neq \infty$  → La flecha bajo la carga debe tener un valor acotado.
- $dw/dr (r = 0) = 0$  → La flecha bajo la carga es máxima.
- $T(r = 0) = -P/(2\pi\rho)$  →  $T$  es la tensión cortante y  $\rho$  el radio de círculo diferencial alrededor del punto de aplicación de la carga ( $\rho \rightarrow 0$ ).

Sin embargo, en la realidad las cargas de tráfico se alejan de ser una carga perfectamente puntual. Debido a ello, es costumbre que se aproximen por una carga aplicada de forma circular de radio equivalente  $r_{eq}$  y presión de contacto  $p_{eq}$ . Ello requiere integrar la Ecuación A1.4 en el dominio de aplicación de la carga, lo que lo obliga a recurrir a soluciones numéricas o aproximaciones mediante series de Fourier (Van Cauwelaert, 2003).

$$w(r) = C_{1W} \cdot ber\left(\frac{r}{l_{rr}}\right) + C_{2W} \cdot bei\left(\frac{r}{l_{rr}}\right) + C_{3W} \cdot ker\left(\frac{r}{l_{rr}}\right) + C_{4W} \cdot kei\left(\frac{r}{l_{rr}}\right) \quad \text{Ec. A1.3}$$

$$w(r) = -\frac{P \cdot l_{rr}^2}{2 \cdot \pi \cdot D} \left[ -\text{bei} \left( \frac{r}{l_{rr}} \right) \cdot \left[ \ln \left( \frac{r}{2 \cdot l_{rr}} \right) + \gamma_{EM} \right] - \frac{\pi}{4} \cdot \text{ber} \left( \frac{r}{l_{rr}} \right) \right] \quad \text{Ec. A1.4}$$

$$l_{rr} = \left( \frac{D}{k_b} \right)^{0,25} \quad \text{Ec. A1.5}$$

Para simplificar la resolución del problema de la carga circular sobre una lámina continua sin fisuras, Westergaard (1926a, 1939) desarrolló unas expresiones que permiten calcular la tensión de tracción máxima  $\sigma_{interior}$  que se produce en la base de dicha lámina. Para ello supuso que la presión de contacto  $p_{eq}$  se aplica uniformemente sobre toda el área circular de contacto.

Ioannides et al. (1985) realizaron una profunda revisión de los trabajos de Westergaard y los compararon con resultados obtenidos a partir de simulaciones de losas pavimentos de hormigón con Elementos Finitos. Tras ello, recomendaron el uso de la Ecuación A1.6 para determinar la tensión de tracción máxima  $\sigma_{interior}$  en la fibra inferior. Esta ecuación tiene en cuenta que la carga se aplica lo suficientemente alejada de los bordes de las losas como para despreciar el efecto de la presencia de las juntas, lo que es equivalente a decir que la losa se comporta como una lámina infinita.

A su vez, también Westergaard desarrolló ecuaciones para el caso en que la losa no es de longitud infinita, lo que se aproxima mejor al caso de los pavimentos de hormigón. Para ello tomó como hipótesis que entre losas adyacentes no existe transmisión de esfuerzos. En este caso consideró 2 condiciones de aplicación de carga circular diferente: en el borde y en la esquina de la losa. (ver Figura A1.2)

$$\sigma_{interior} = \frac{3 \cdot P \cdot (1 - \nu^2)}{2 \cdot \pi \cdot H^2} \cdot \left[ \ln \left( \frac{2 \cdot l_{rr}}{r_{eq}} \right) + 0,5 - \gamma_{EM} \right] \quad \text{Ec. A1.6}$$

$$\sigma_{borde} = \frac{3 \cdot (1 + \nu)P}{\pi \cdot (3 + \nu) \cdot H^2} \cdot \left[ \ln \left( \frac{E \cdot H^3}{100 \cdot k_b \cdot r_{eq}^4} \right) + \frac{(1 + 2 \cdot \nu)}{2 \cdot l_{rr}} \cdot r_{eq} - \frac{4 \cdot \nu}{3} + 3,84 \right] \quad \text{Ec. A1.7}$$

$$\sigma_{esquina} = \frac{3 \cdot P}{H^2} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{1,772 \cdot r_{eq}}{l_{rr}} \right)^{0,72} \right] \quad \text{Ec. A1.8}$$

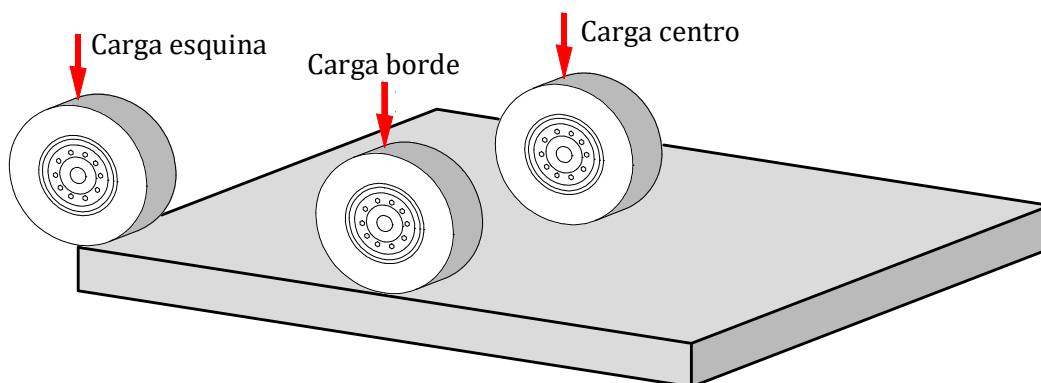


Figura A1.2 – Posiciones de carga en una losa.

Ioannides et al. (1985) también compararon las ecuaciones de Westergaard para borde y esquina con simulaciones numéricas de Elementos Finitos. Tras ese estudio recomendaron utilizar

las Ecuaciones A1.7 y A1.8 para el cálculo de las tensiones máximas cuando se aplica una carga en el borde ( $\sigma_{borde}$ ) y en la esquina ( $\sigma_{esquina}$ ) de la losa, respectivamente. Debe decirse que mientras para la  $\sigma_{borde}$  se da en la fibra inferior de la losa, la  $\sigma_{esquina}$  se crea en la fibra superior.

Finalmente, aunque la metodología de Westergaard para 1 capa se suelen utilizar exclusivamente en firmes de hormigón, para calcular la tensión de tracción máxima en firmes monocapa de otro material se va a utilizar la Ecuación A1.6 de obtención de  $\sigma_{interior}$ . Ello se debe a que la aplicación de modelos más específicos como el de Burmister (Burmister et al., 1944; Burmister, 1945) requiere la implementación de técnicas complejas de cálculo numérico.

### A1.3. MÉTODO DE WESTERGAARD PARA FIRMES MULTICAPA (MWEQ)

Cuando la sección transversal de un pavimento está formada por múltiples capas adheridas entre ellas es posible utilizar las ecuaciones de Westergaard para firmes monocapa aplicando la analogía de la sección equivalente (Griffiths y Thom, 2000). Esta analogía consiste en transformar el paquete de firme de varios materiales en una sección equivalente de un único material y con ella obtener las tensiones en las capas de materiales con las Ecuaciones A1.6 a A1.8.

Para explicar esta analogía, en la Figura A1.3 se presenta el caso general de un firme de ancho unitario formado por  $m$  capas de espesor  $h_i$  y módulos elásticos  $E_i$  ( $i = 1, 2, \dots, m$ ). Cada una de las capas puede ser convertida a otra equivalente de altura  $h_i$  y ancho unitario equivalente  $E_i / E_1$  cuyo módulo elástico es el mismo que el de la capa superior ( $E_1$ ). La sección que se obtiene es la equivalente a la del firme original y sus propiedades se utilizan en el cálculo de las tensiones.

La posición de la fibra neutra (eje baricéntrico) de la nueva sección  $Z_{FN,eq}$  con respecto a la fibra superior ( $z = 0$ ) se puede obtener con la Ecuación A1.9, en la que  $Z_{CG,i}$  es la profundidad del centro de gravedad de cada una de las  $m$  capas. Del mismo modo, el momento de inercia de la sección equivalente  $I_{eq}$  se calcula mediante Ecuación A1.10.

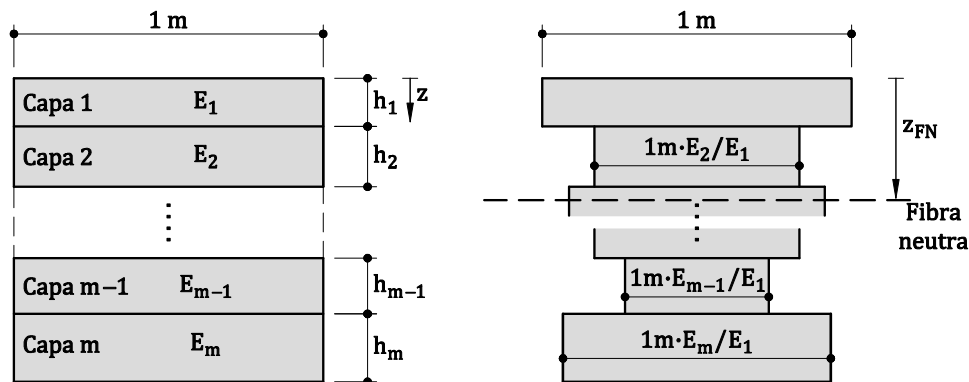


Figura A1.3 – Sección equivalente de un firme multicapa.

$$Z_{FN,eq} = \frac{\sum_{i=1}^m h_i \cdot \frac{E_i}{E_1} \cdot z_{CG,i}}{\sum_{i=1}^m h_i \cdot \frac{E_i}{E_1}} \quad \text{Ec. A1.9}$$

$$I_{eq} = \sum_{i=1}^m \frac{E_i}{E_1} \cdot \left[ \frac{h_i^3}{12} + h_i \cdot (z_{FN} - z_{CG,i})^2 \right] \quad \text{Ec. A1.10}$$



Por otro lado, el espesor  $H$  de las Ecuaciones A1.6 a A1.8 debe ser sustituido por un espesor equivalente  $H_{eq}$ . El valor de  $H_{eq}$  corresponde al doble de la distancia de la fibra neutra de la sección equivalente con respecto a la fibra superior, es decir,  $H_{eq} = 2 \cdot |z_{FN,eq}|$ . Por otro lado, en estas ecuaciones el radio de rigidez relativa ( $l_{rr}$ ) debe ser sustituido por uno equivalente ( $l_{rr,eq}$ ) que se obtiene con la Ecuación A1.11 (Newbolds y Olek, 2008).

Hay que tener en cuenta que las tensiones de tracción máximas que se calculan en las condiciones de carga interior ( $\sigma_{interior}$ ) y de borde ( $\sigma_{borde}$ ) se producen en la fibra inferior del firme. Por el contrario, bajo carga de esquina, ésta ( $\sigma_{esquina}$ ) se produce en la fibra superior. Debido a ello, para calcular las tensiones que aparecen en cualquiera de las fibras de las  $m$  capas es necesario encontrar los momentos equivalentes ( $M_{W,interior}$ ,  $M_{W,borde}$  y  $M_{W,esquina}$ ) que generan las tensiones  $\sigma_{interior}$ ,  $\sigma_{borde}$  y  $\sigma_{esquina}$ .

$$l_{rr,eq} = \left( \sum_{i=1}^n E_i \cdot \frac{\left[ \frac{h_i^3}{12} + h_i \cdot (z_{FN,eq} - z_{CG,i})^2 \right]}{k_b \cdot (1 - \nu_i^2)} \right)^{0,25} \quad \text{Ec. A1.11}$$

La Ecuación A1.12 muestra la expresión para calcular los momentos equivalentes  $M_{W,k}$  ( $k = interior, borde$  o  $esquina$ ). En ella intervienen el momento de inercia  $I_{eq}$  de la sección equivalente y un parámetro  $\alpha_k$  cuyo valor depende de la posición relativa de la carga ( $\alpha_k = 1$  cuando  $k = esquina$  y  $\alpha_k = 2$  cuando  $k = interior$  o  $borde$ ). De esta forma, la fibra inferior de la sección equivalente estará traccionada si  $M_{W,k} > 0$ .

Conociendo el momento  $M_{W,k}$ , mediante la Ecuación A1.13 es posible obtener la tensión radial  $\sigma_{W,k}$  producida por ese momento en un punto de la capa  $i$  que se encuentre a una profundidad  $z$  respecto a la fibra superior de la sección equivalente. Además, sabiendo el valor de  $\sigma_{W,k}$  también se puede estimar de forma aproximada la deformación radial  $\varepsilon_{r,W,k}$  según la Ecuación A1.14.

$$M_{W,k} = (-1)^{\alpha_k} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_k \cdot I_{eq}}{H_{eq}} \quad \text{Ec. A1.12}$$

$$\sigma_{W,k}(z) = \frac{E_i}{E_1} \cdot \frac{M_{W,k} \cdot (z - z_{FN})}{I_{eq}} \quad \text{Ec. A1.13}$$

$$\varepsilon_{W,k}(z) = \frac{\sigma_{W,k}(z)}{E_i} \quad \text{Ec. A1.14}$$

#### A1.4. MÉTODO "NEW JERSEY" PARA "WHITETOPPINGS" (MNJ)

El método "New Jersey" (Gucunski, 1998) está especialmente desarrollado para refuerzos de hormigón adheridos sobre firmes asfálticos de hasta 10 cm de espesor ("Ultra-Thin Whitetoppings"). Este método propone unas ecuaciones que consisten en una adaptación del método de Westergaard para este tipo de pavimentos y las cuales se desarrollaron mediante pruebas a escala real y simulaciones con el Método de los Elementos Finitos.

Este método determina las tensiones de tracción más desfavorables en la capa superior de hormigón ( $\sigma_{t,horm}$ ) y en la inferior de asfalto ( $\sigma_{t,asf}$ ) bajo la acción de una carga correspondiente a un

eje simple dual con dos ruedas a cada lado, similar al de la Figura 3.11. Para ello y de forma similar al método de Westergaard para firmes multicapa, se utiliza también el método de la sección equivalente suponiendo adherencia perfecta entre la capa inferior de asfalto y la superior de hormigón.

Las Ecuaciones A1.15 y A1.16 sirven para obtener las tracciones máximas  $\sigma_{t,asf}$  y  $\sigma_{t,horm}$  al aplicar una carga de magnitud  $P$ , respectivamente. Para ello se supone que el espesor total del paquete de capas es  $H$ , que la capa superior de hormigón tiene un espesor  $h_h$  y que los módulos elásticos del hormigón y el asfalto son respectivamente  $E_h$  y  $E_a$ . Además, se incluye un parámetro  $b_{NJ}$  cuyo valor se obtiene con la Ecuación A1.17 y que depende de la relación entre el radio de la carga equivalente  $r_{eq}$  y el espesor total del firme  $H$ . Por otro lado, los valores de los parámetros  $C_{NJ}$ ,  $C_{1NJ}$ ,  $C_{2NJ}$  y  $C_{3NJ}$  para las dos ecuaciones se muestran en la Tabla A1.1.

$$\sigma_{t,asf} = C_{NJ} \cdot \frac{P \cdot (z_{FN} - H)}{I_{eq}} \cdot \left[ C_{1NJ} \cdot \ln\left(\frac{l_{rr,eq}}{b_{NJ}}\right) + C_{2NJ} \cdot \left(\frac{z_{FN}}{r_{eq}}\right) + C_{3NJ} \right] \quad \text{Ec. A1.15}$$

$$\sigma_{t,horm} = C_{NJ} \cdot \frac{E_h}{E_a} \cdot \frac{P \cdot (z_{FN} - h_h)}{I_{eq}} \cdot \left[ C_{1NJ} \cdot \ln\left(\frac{l_{rr,eq}}{b_{NJ}}\right) + C_{2NJ} \cdot \left(\frac{z_{FN}}{r_{eq}}\right) + C_{3NJ} \right] \quad \text{Ec. A1.16}$$

$$b_{NJ} = \begin{cases} \sqrt{1,6 \cdot r_{eq}^2 + H^2} - 0,675 \cdot H & \text{Si } r_{eq} < 1,724 \cdot H \\ r_{eq} & \text{Si } r_{eq} \geq 1,724 \cdot H \end{cases} \quad \text{Ec. A1.17}$$

Con respecto a la deformación radial en las capas, necesaria para la comprobación a fatiga en el asfalto, ésta se puede calcular de la misma forma que para el caso de Westergaard de firmes multicapas. Para ello se debe reemplazar en la Ecuación A1.14 el término  $\sigma_{w,k}$  por  $\sigma_{t,asf}$  y utilizar las propiedades elásticas del material.

Por último, debe decirse que las ecuaciones fueron desarrolladas utilizando el sistema de unidades anglosajón. Debido a ello, las longitudes y las cargas deben ser introducidas en pulgadas y en libras, respectivamente, para obtener tensiones en unidades de libras / pulgada<sup>2</sup> (psi).

Tabla A1.1 – Constantes del método “New Jersey” para el cálculo de “whitetoppings” (Gucunski, 1998).

Material	$C_{NJ}$	$C_{1,NJ}$	$C_{2,NJ}$	$C_{3,NJ}$
Mezcla bituminosa	1,25	-0,2018	-0,0075	-0,0414
Hormigón	1,25	-0,2815	0,3479	-0,2384

## A1.5. MÉTODO DE LOS ESPESORES EQUIVALENTES DE ODEMARK (MEEO)

El método de los espesores equivalentes de Odemark (1949) (MEEO) se utiliza para estimar las deformaciones verticales en las capas granulares de zahorra o de la explanada del pavimento. Consiste en transformar un sistema de capas de diferentes módulos elásticos y que están apoyadas sobre un medio semi-infinito en un sistema equivalente. De esta forma se pueden utilizar las ecuaciones de Boussinesq (1885) para encontrar las deformaciones y tensiones en cualquier punto por debajo del sistema de capas (Mallick y El-Korchi, 2013).

Con este método, las capas reales del firme se transforman en unas equivalentes con el mismo módulo elástico que el medio de apoyo pero manteniendo sus rigideces a flexión. De esta forma, el espesor equivalente  $h_{i,eq}$  de la capa  $i$  se obtiene conociendo su módulo elástico  $E_i$ , su espesor  $h_i$  y su coeficiente de Poisson  $\nu_i$  con la Ecuación A1.18.

En la Figura A1.4 se muestra a modo ilustrativo el concepto del método MEEO para dos capas de espesores  $h_i$ , módulos  $E_i$  y coeficientes de Poisson  $\nu_i$  ( $i = 1, 2$ ) apoyadas sobre un terreno semi-infinito de módulo  $E_m$  y coeficiente de Poisson  $\nu_m$ . Ambas capas se transforman en una capa de espesor equivalente  $h_{i,eq}$  con las propiedades elásticas del terreno de apoyo. Consecuentemente, las tensiones, deformaciones y desplazamientos en un punto a una profundidad  $z$  se suponen iguales a las que está sometido un punto a una profundidad equivalente  $z_{eq}$  en un terreno semi-infinito y homogéneo.

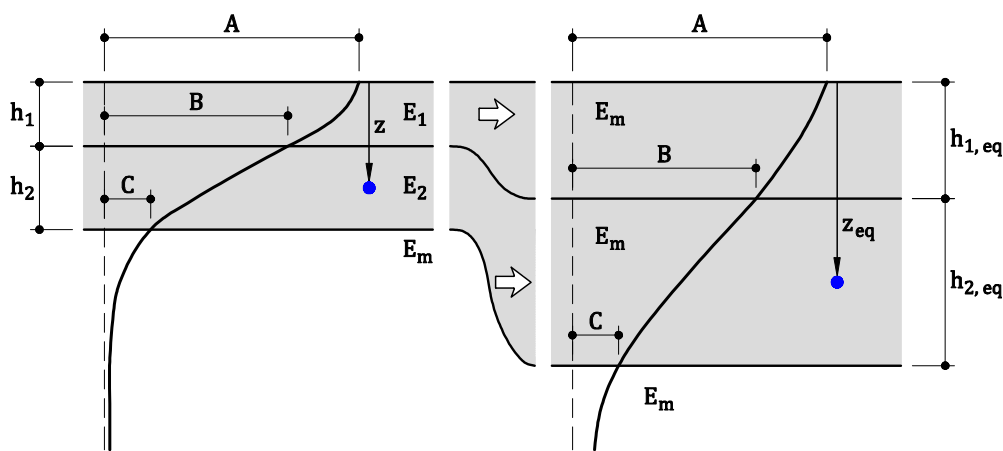


Figura A1.4 – Obtención de los espesores equivalentes según el método de Odemark.

Nótese que la Ecuación A1.18 incluye un término de corrección del espesor  $f_{eq}$ . Su valor se puede obtener según la Tabla A1.2 en función del número total de capas del firme, la posición dentro del paquete de firme de la capa a transformar y la relación entre el espesor de la capa  $h_i$  y el radio de la carga equivalente  $r_{eq}$  (Mallick y El-Korchi, 2013).

$$h_{i,eq} = f_{eq} \cdot h_i \cdot \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_m \cdot \left(\frac{1 - \nu_m^2}{1 - \nu_i^2}\right)}} \quad \text{Ec. A1.18}$$

$$\varepsilon_z(z_{eq}) = \frac{(1 + \nu_m) \cdot P_{eq}}{E_m} \cdot \left\{ \frac{r_{eq}/z_{eq}}{\left[1 + (r_{eq}/z_{eq})^2\right]^{1,5}} - (1 - 2 \cdot \nu_m) \cdot \left[ \frac{r_{eq}/z_{eq}}{\sqrt{1 + (r_{eq}/z_{eq})^2}} - 1 \right] \right\} \quad \text{Ec. A1.19}$$

Finalmente, para obtener la deformación vertical ( $\varepsilon_z$ ) en un punto a una profundidad equivalente  $z_{eq}$  tras aplicar en la superficie ( $z = 0$ ) una carga circular equivalente de radio  $r_{eq}$  y presión de contacto  $p_{eq}$  se puede utilizar la Ecuación A1.19. Ésta fue desarrollada por Boussinesq (1885) para un medio semiinfinito de módulo  $E_m$  y coeficiente de Poisson  $\nu_m$  como el sistema equivalente que se ha calculado con el MEEO.

Para un punto a una profundidad equivalente  $z_{eq}$ , la deformación vertical en dicho punto ( $\varepsilon_z$ ) al aplicar en la superficie del firme una carga circular equivalente de radio  $r_{eq}$  y presión de contacto  $p_{eq}$  viene dada por la Ecuación A1.19 de Boussinesq. Dicha ecuación supone que el medio semi-infinito equivalente tiene un módulo  $E_m$  y un coeficiente de Poisson  $\nu_m$ .

*Tabla A1.2 – Factores de corrección del espesor con del método de Odemark*

Nº de capas	Posición capa	Relación $h_i / r_{eq}$	$f_{eq}$
1	-	< 1	$1,1 \cdot (r_{eq} / h_1)^{0,3}$
		$\geq 1$	1,0
2	Todas	Todas	0,90
$\geq 3$	Superior	< 1	$1,1 \cdot (r_{eq} / h_1)^{0,3}$
		$\geq 1$	1,0
	Resto	Todas	0,80

## ANEJO 2. MODELO DE CÁLCULO DEL RASANTE EN UNA INTERFASE DEBIDO A CARGAS HORIZONTALES DE TRÁFICO

### A2.1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se muestra el modelo desarrollado para el cálculo simplificado de las tensiones tangenciales rasantes en la interfase de los *whitetoppings* y *overlays*. Este modelo corresponde a las Ecuaciones 5.12 a 5.14 del Apartado 5.3.1 del Capítulo 5.

### A2.2. RASANTE SOLICITADO EN LA INTERFASE DEBIDO A CARGAS HORIZONTALES DE TRÁFICO

De acuerdo con Lau et al. (1994), las tensiones rasantes en la interfase de un firme bicapa  $\tau_{th}(x, y, z)$  producidas por una carga puntual horizontal  $S$  aplicada su superficie (ver Figura A2.1) se pueden obtener con la Ecuación A2.1. En esta ecuación el rasante es proporcional al módulo de cizalladura  $G$  y a la suma de las derivadas de los desplazamientos en los ejes  $x$  y  $z$  ( $u$  y  $w$ , respectivamente) con respecto a las direcciones  $z$  y  $x$ .

Los desplazamientos  $u$  y  $w$  se calculan mediante las Ecuaciones A2.2 y A2.3 y en función de unos parámetros elásticos  $G$  y  $\lambda$  y la distancia  $r$  entre el punto de evaluación y el punto de aplicación de la carga  $S$ . Por otro lado,  $G$  y  $\lambda$  son definidos por las Ecuaciones A2.4 y A2.5, en las que intervienen el módulo elástico  $E_1$  y el coeficiente de Poisson  $\nu_1$  de la capa superior del firme (Capa 1). Mientras, la distancia  $r$  se calcula con la Ecuación A2.6.

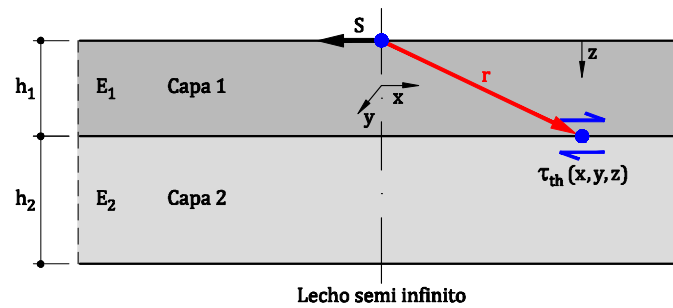


Figura A2.1 – Carga puntual horizontal sobre firme bicapa.

$$\tau_{th}(x, y, z) = G \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \quad \text{Ec. A2.1}$$

$$u = \frac{S}{4\pi G} \cdot \left( \frac{\lambda + 3G}{\lambda + G} \cdot \frac{1}{r} \right) - \frac{S}{2\pi(\lambda + G)r} + \frac{S}{4\pi(\lambda + G)} \left[ \frac{1}{z + r} - \frac{x^2}{r(z + r)^2} \right] \quad \text{Ec. A2.2}$$

$$w = \frac{S}{4\pi G} \cdot \frac{xy}{r^3} + \frac{S}{4\pi(\lambda + G)} \cdot \frac{x}{r(z + r)} \quad \text{Ec. A2.3}$$

$$G = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu_1)} \quad \text{Ec. A2.4}$$

$$\lambda = \frac{E_1 \cdot \nu_1}{(1 + \nu_1)(1 - 2 \cdot \nu_1)} \quad \text{Ec. A2.5}$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad \text{Ec. A2.6}$$

Para el caso de una interfase situada en  $z = h_1$ , la Figura A2.2 muestra ilustrativamente el aspecto de la distribución de  $\tau_{th}(x, y, z)$  en la sección transversal a la de la dirección de la carga (es decir,  $\tau_{th}(x=0, y, z=h_1)$ ). La distribución es simétrica y el rasante máximo  $\tau_{th,max}$  se localiza bajo el punto de aplicación de la carga ( $x = y = 0$  y  $z = h_1$ ). Además, para pequeños valores de la coordenada  $y$  (en la Figura 5.7  $y < 40$  mm), las tensiones  $\tau_{th}$  son aproximadamente iguales a  $\tau_{th,max}$  y después decrecen rápidamente conforme aumenta el valor de  $y$ .

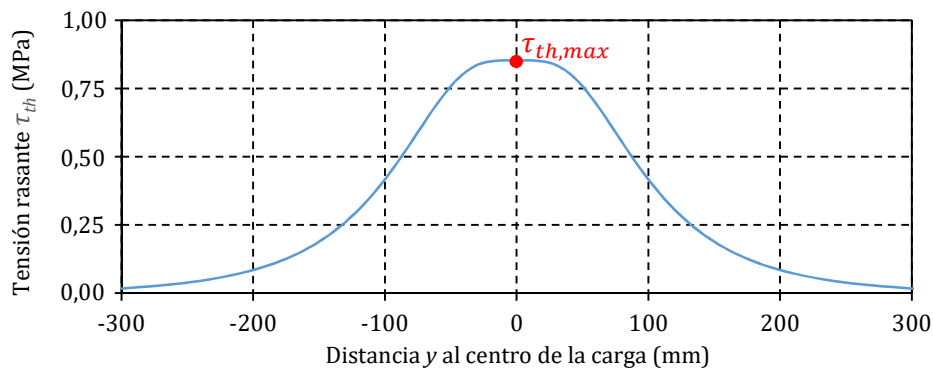


Figura A2.2 – Distribución de esfuerzos rasantes debidos a una carga horizontal de tráfico.

A continuación se hace un estudio de la influencia de varios parámetros en la distribución de  $\tau_{th}(x=0, y, z=h_1)$  y se desarrolla un procedimiento para simplificar su cálculo sin tener que recurrir a expresiones matemáticas complicadas difíciles de manejar. Para ello se ha supuesto que el coeficiente de Poisson y el módulo elástico de la capa superior valen respectivamente  $\nu_1 = 0,18$  y  $E_1 = 30.000$  MPa (valores típicos del hormigón).

Influencia de la carga horizontal S:

En la Figura A2.3 se muestra el efecto de la carga horizontal de tráfico  $S$  sobre la distribución de tensiones rasantes en la interfase. Para su ilustración se han supuesto tres casos de carga:  $S = S'$ ,  $S = S'/2$  y  $S = 2*S'$ . Puede observarse que su único efecto es el de escalar la distribución de rasante de forma que  $\tau_{th}(x=0, y, z=h_1)$  es proporcional a  $S$ . De esta forma, si se aplica una carga de valor  $S = 2*S'$ , en todos los puntos de  $y$  las tensiones serán del doble de magnitud que aplicando  $S = S'$ .

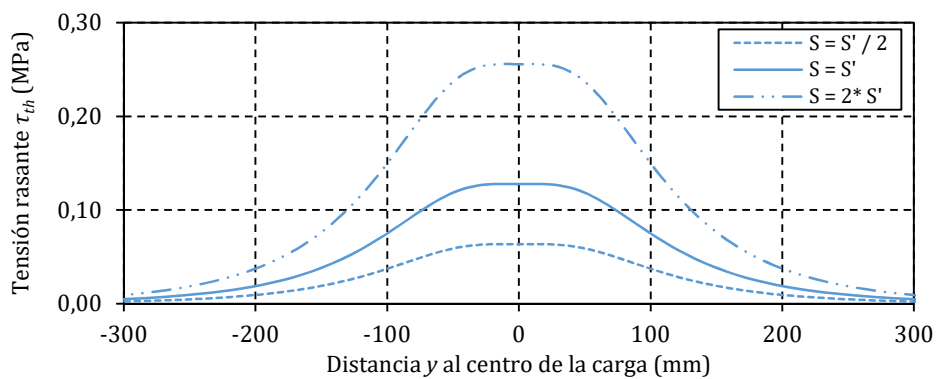


Figura A2.3 – Influencia de la carga horizontal de tráfico  $S$  en la distribución de rasantes.

Influencia del espesor de la capa superior  $h_1$ :

La Figura A2.4 presenta la influencia del espesor  $h_1$  de la capa superior (Capa1) en la distribución de las tensiones rasantes de la interfase. En este caso los espesores supuestos han sido  $h_1 = h_1'$ ,  $h_1 = h_1'/2$  y  $h_1 = 2*h_1'$ . De las gráficas se puede observar que el efecto de  $h_1$  es doble. Por un lado, las tensiones máximas bajo el punto de aplicación de la carga ( $y = 0$ ) son superiores cuanto menor es  $h_1$ , pero sin existir una relación lineal con  $\tau_{th,max}$ . Por el otro lado, el intervalo  $(-y, y)$  centrado en  $y = 0$  para el que  $\tau_{th}(x=0, y, z=h_1)$  es aproximadamente igual a  $\tau_{th,max}$  es mayor cuanto mayor es el espesor  $h_1$ .

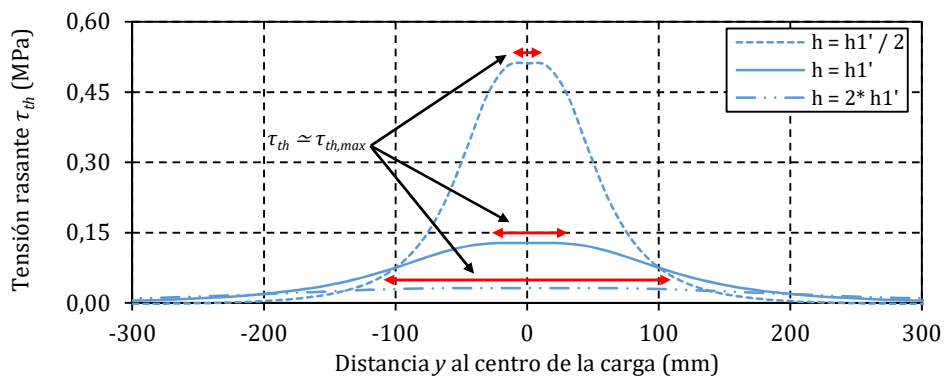


Figura A2.4 – Influencia del espesor de la capa superior  $h_1$  en la distribución de rasantes.

Solución aproximada de  $\tau_{th}(x=0, y, z=h_1)$ :

Tal y como aparece en la Figura A2.5, los rasantes  $\tau_{th}(x=0, y, z=h_1)$  reales pueden aproximarse por una distribución de tensiones rasantes transversales simplificada definida por  $\tau_{th,max}$  y las distancias  $y^*_{max}$  e  $y^*_0$ . Esta ley simplificada es constante y de valor  $\tau_{th,max}$  para  $|y| \leq y^*_0$  y decrece linealmente hasta tomar valor nulo para  $|y| \geq y^*_{max}$ .

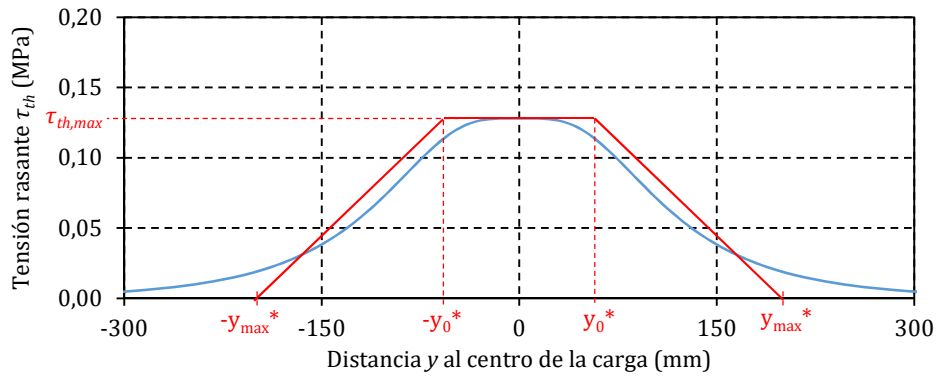


Figura A2.5 – Distribución de esfuerzos rasantes propuesta para las cargas horizontales de tráfico.

Para calcular de forma rápida los valores de  $\tau_{th,max}$ ,  $y^*_{max}$  e  $y^*_0$  en el caso de refuerzos de hormigón se han simulado multitud de casuísticas y, con base a los resultados obtenidos, se han propuesto 3 expresiones matemáticas que relacionan sus valores con el espesor  $h_1$  de la capa superior. En los casos calculados se ha supuesto que la carga aplicada es de  $S = 1.000 \text{ N}$  y las propiedades elásticas de la capa superior de hormigón son  $\nu_1 = 0,18$  y  $E_1 = 30.000 \text{ MPa}$ .

En la Figura A2.6.a se muestran los valores de  $\tau_{th,max}$  para los 11 casos simulados ( $\tau_{max,real}$ ) así como la ecuación que los aproxima ( $\tau_{max,aprox}$ ). Para los cálculos se ha variado  $h_1$  entre 50 y 250 mm. Le expresión obtenida es la Ecuación A2.7, la cual tiene asociada con los datos de las simulaciones un coeficiente de determinación  $R^2 = 0,99$ .

Por otro lado, en la Figura A2.6.b aparecen los valores de  $y^*_{max}$  simulados ( $y^*_{max,real}$ ) y los aproximados por la Ecuación A2.8 que se propone ( $y^*_{max,aprox}$ ). En este caso se observa que, para los 9 casos simulados hay una clara relación lineal entre  $y^*_{max}$  y el espesor  $h_1$  cuando éste último está dentro del rango de los 50 a los 250 mm. Para este caso la Ecuación A2.8 también presenta un coeficiente de determinación  $R^2 = 0,99$ .

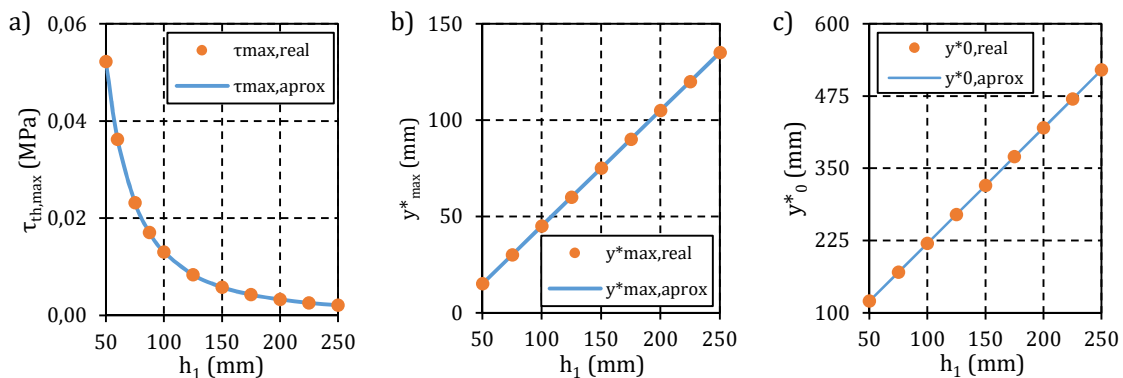


Figura A2.6 – Aproximaciones para  $\tau_{th,max}$  (a),  $y^*_{max}$  (b) e  $y^*_0$  (c).



Finalmente, la Figura A2.6.c muestra tanto los resultados de  $y^*_{0}$  simulados ( $y^*_{0,real}$ ) como los aproximados por la Ecuación A2.9 propuesta ( $y^*_{0,aprox}$ ). Al igual que en el caso anterior, también existe una relación lineal entre  $y^*_{0}$  y  $h_1$  para los valores de  $h_1$  entre 50 y 250 mm y el coeficiente de determinación de la Ecuación A2.9 es  $R^2 = 0,99$ .

Es importante destacar la importancia de trabajar con las unidades adecuadas para que estas expresiones sean correctas. De este modo, los valores de  $h_1$ ,  $y^*_{max}$  y  $y^*_{0}$  hay que introducirlos en milímetros (mm), mientras que la carga  $S$  tiene unidades de Newtons (N) y la tensión  $\tau_{th,max}$  de MegaPascuales (MPa).

$$\tau_{th,max} = -0,1305 \cdot S \cdot h_1^{-2} \quad \text{Ec. A2.7}$$

$$y^*_{0} = 2,0 \cdot h_1 + 20 \quad \text{Ec. A2.8}$$

$$y^*_{max} = 0,6 \cdot h_1 - 15 \quad \text{Ec. A2.9}$$



## ANEJO 3. FICHAS TÉCNICAS DE LOS TORNILLOS PARA MEJORAR LA RESISTENCIA POSFISURACIÓN DE LAS INTERFASES

### A3.1. INTRODUCCIÓN








En el presente anejo se muestran las fichas técnicas de los tornillos HILTI HUS-H 6x80/25/45 (denominación actual HUS3-H6) utilizados como anclajes mecánicos para mejorar la resistencia posfisuración de las interfases de los *whitetoppings* y los *overlays*. Estos tornillos se han colocado en los pavimentos del Capítulo 5 y en el pavimento de la Experiencia 2 del Capítulo 6.








### A3.2. FICHÁS TÉCNICAS DEL TORNILLO







## HUS3 Screw anchor

Ultimate performance screw anchor for redundant fastening applications

Anchor version	Benefits
 HUS3-H (R) (6)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Quick and easy setting</li> <li>- Low expansion forces in base materials</li> <li>- Through fastening</li> </ul>
 HUS3-C (6)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Removable</li> <li>- Forged-on washer and hexagon head with no protruding thread</li> </ul>
 HUS3-A (6)	
 HUS3-P (6)	
 HUS3-PS (6)	
 HUS3-I (6)	
 HUS3-I Flex (6)	

Base material	Load conditions
 Concrete (non-cracked)	 Static / quasi-static
 Concrete (cracked)	 Seismic ETA-C1, C2
 Solid brick	 Fire resistance
 Autoclaved aerated concrete	

Installation conditions	Other information
 Small edge distance and spacing	 European Technical Assessment
	 CE conformity
	 Corrosion resistance

**Approvals / certificates**

Description	Authority / Laboratory	No. / date of issue
European Technical Assessment	DIBt, Berlin	ETA-10/0005 / 2016-05-16
Fire test report	DIBt, Berlin	ETA-10/0005 / 2016-05-16

a) All data given in this section according ETA-10/0005 issue 2016-05-16.


**Basic loading data (for a single anchor)**

All data in this section applies to:

- Correct setting (See setting instruction)
- No edge distance and spacing influence
- Concrete C 20/25,  $f_{ct,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$

**Anchorage depth**

Type	Hilti Technical Data	ETA-10/0005 issue 2016-05-16		
		HUS-HR	-HR	HUS3-A,H,I,I-Flex, C,P,PS
Nominal embedmt.depth $l_{nom}$ [mm]	30	35	35	

**Characteristic resistance for all loads directions**

Type	Hilti Technical Data	ETA-10/0005 issue 2016-05-16		
		HUS-HR	HUS-HR	HUS3-A,H,I,I-Flex, C,P,PS
$35 \text{ mm} \leq c < 80 \text{ mm}$ $F_{Rk}$ [kN]	2	3	2	
$c > 80 \text{ mm}$ $F_{Rk}$ [kN]	2	5	3	

**Design resistance for all loads directions**

Type	Hilti Technical Data	ETA-10/0005 issue 2016-05-16		
		HUS-HR	HUS-HR	HUS3-A,H,I,I-Flex, C,P,PS
$35 \text{ mm} \leq c < 80 \text{ mm}$ $F_{Rd}$ [kN]	1	1,4	1,3	
$c > 80 \text{ mm}$ $F_{Rd}$ [kN]	1	2,4	2,0	

**Recommended loads for all load directions<sup>a)</sup>**

Type	Hilti Technical Data	ETA-10/0005 issue 2016-05-16		
		HUS-HR	HUS-HR	HUS3-A,H,I,I-Flex, C,P,PS
$35 \text{ mm} \leq c < 80 \text{ mm}$ $F_{Rec}$ [kN]	0,7	1,0	0,9	
$c > 80 \text{ mm}$ $F_{Rec}$ [kN]	0,7	1,7	1,4	

a) With overall partial safety factor for action  $\gamma = 1,4$ . The partial safety factors for action depend on the type of loading and shall be taken from national regulations.

**Requirements for redundant fastening**

The definition of redundant fastening according to Member States is given in the ETAG 001 Part six, Annex 1. In absence of a definition by a Member State the following default values may be taken.

Minimum number of fixing points	Minimum number of anchors per fixing point	Maximum design load of action $N_{sd}$ per fixing point <sup>a)</sup>
3	1	2 kN
4	1	3 kN

a) The value for maximum design load of actions per fastening point  $N_{sd}$  is valid in general that means all fastening points are considered in the design of the redundant structural system. The value  $N_{sd}$  may be increased if the failure of one (=most unfavourable) fixing point is taken into account in the design (serviceability and ultimate limit state) of the structural system e.g. suspended ceiling.



### Materials

#### Mechanical properties

Type		Hilti	ETA-10/0005 issue 2016-05-16	
		HUS-HR	HUS-HR	HUS3-A,H,I,I-Flex, C,P,PS
Nominal tensile strength $f_{tk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1040	930	
Stressed cross-section $A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	22,9	26,9	
Moment of resistance $W$	[mm <sup>3</sup> ]	15,5	19,7	
Design bending resistance $M^0_{Rd,S}$	[Nm]	12,9	14,6	

#### Material quality

Type	Material
HUS3- H,A,C,P,PS,I,I-Flex	Carbon steel, galvanized $\geq 5 \mu\text{m}$
HUS3- HF	Stainless steel, grade A4

#### Head configuration

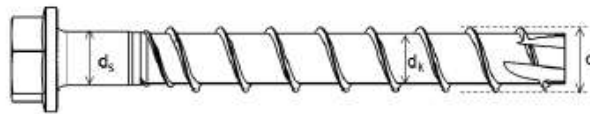
Type	Part		
HUS3-H 6 HUS3-HR 6	Hexagonal head		
HUS3-C 6	Countersunk head		
HUS3-A 6	External thread		
HUS3-P	Pan head		
HUS3-PS 6	Pan head (small)		
HUS3-I 6	Internal thread		
HUS3-I Flex 6	External thread		



## Anchor dimensions

Type		HUS-	HUS3-					
			HR	A	H	I I-Flex	C	P
Nominal length	$l_s$ [mm]	60...70 <sup>a)</sup>	35...55	40...120	35...55	40...70	40...80	40...60
Outer diameter of thread	$d_t$ [mm]	7,6	7,85					
Core diameter	$d_k$ [mm]	5,4	5,85					
Shaft diameter	$d_s$ [mm <sup>2</sup> ]	5,8	6,15					

a) Data covered by ETA 10/0005. 35...70 according to Hilti technical data.



## Setting information

## Setting details

Type		HUS-	HUS3-					
			HR	A	H	I I-Flex	C	P
Nominal diameter of drill bit	$d_o$ [mm]	6						
Cutting diameter of drill bit	$d_{cut}$ [mm]	6,4						
Clearance hole diameter	$d_r$ [mm]	9						
Wrench size	SW [mm]	13	13	13	13	-	-	-
Installation torque	$T_{inst}$ [mm]	- <sup>1)</sup>	18					
Depth of drill hole in floor/wall position	$h_1 \geq$ [mm]	$h_{nom} + 3$ mm						
Depth of drill hole in ceiling position	$h_1 \geq$ [mm]	$h_{nom} + 3$ mm						
Thickness of fixture	$t_x \leq$ [mm]	40	-	85	-	-	45	45

1) Hand setting in concrete base material not allowed (machine setting only).

## Installation equipment

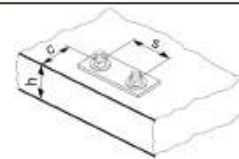
Type		HUS-	HUS3-					
			HR	A	H	I I-Flex	C	P
TORX		-	T30	-	-	-	T30	-
Rotary hammer		TE 6 – TE 7						
Drill bit		TE-CX 6						
Socket wrench insert		S-NSD 13 ½ (L)				-		
Impact screw driver		Hilti SIW 14-A /Hilti SIW 22-A						



Setting parameters

Type	Hilti		ETA-10/0005 issue 2016-05-16	
	HUS-HR	HUS-HR	HUS3-A, H, I, I-Flex, C, P, PS	
Nominal anchorage depth	$f_{nom}$ [mm]	30	35	35
Minimum base material	$f_{min}$ [mm]		80	
Minimum spacing	$s_{min}$ [mm]		35	
Minimum edge distance	$c_{min}$ [mm]		35(80) <sup>1)</sup>	
Critical spacing	$s_{cr}$ [mm]		3 $h_{ef}$	
Critical edge distance	$c_{cr}$ [mm]		1,5 $h_{ef}$	

1) For spacing (edge distance) smaller than critical spacing (critical edge distance) the design loads have to be reduced (see system design resistance).



Setting instructions

\*For detailed information on installation see instruction for use given with the package of the product

Setting instruction for HUS-HR			
1. Drill hole with the drill bit		2. Clean hole	
3. Installing the anchor by impact screw driver		4. Checking	
Setting instruction for HUS3-H, C, I, I-Flex, A, P, PS			
1. Drill hole with drill bit		2. Clean hole	
3. Installing the anchor by impact screw driver		4. Checking	

The anchor can be adjusted max. two times.  
 The total allowed thickness of shims added during the adjustment process is 10 mm.  
 The final embedment depth after adjustment process must be larger or equal than  $f_{nom2}$  or  $f_{nom3}$ .

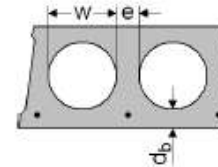




### Basic loading data for redundant fastening in prestressed hollow core slabs

All data in this section applies to:

- Correct anchor setting (See setting instruction)
- No edge distance and spacing influence
- Ratio core width/web thickness  $w/e \leq 4,2$
- Concrete C 30/37 to C50/56



#### Characteristic resistance

Anchor size	HUS3-A, H, I, I-Flex, C, P, PS			
Bottom flange thickness	$d_b$ [mm]	25	30	35
All load directions	$F_{Rk}$ [kN]	1,0	2,0	3,0

#### Design resistance

Anchor size	HUS3-A, H, I, I-Flex, C, P, PS			
Bottom flange thickness	$d_b$ [mm]	25	30	35
All load directions	$F_{Rd}$ [kN]	0,7	1,3	2,0

#### Recommended loads<sup>a)</sup>

Anchor size	HUS3-A, H, I, I-Flex, C, P, PS			
Bottom flange thickness	$d_b$ [mm]	25	30	35
All load directions <sup>a)</sup>	$F_{Rec}$ [kN]	0,5	1,0	1,4

a) With overall partial safety factor for action  $\gamma = 1,4$ . The partial safety factors for action depend on the type of loading and shall be taken from national regulations.

#### Requirements for redundant fastening

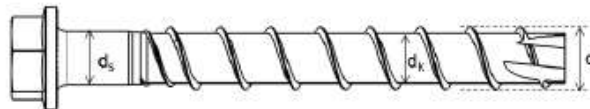
The definition of redundant fastening according to Member States is given in the ETAG 001 Part six, Annex 1. In Absence of a definition by a Member State the following default values may be taken.

Minimum number of fixing points	Minimum number of anchors per fixing point	Maximum design load of action $N_{sd}$ per fixing point <sup>a)</sup>
3	1	2 kN
4	1	3 kN

a) The value for maximum design load of actions per fastening point  $N_{sd}$  is valid in general that means all fastening points are considered in the design of the redundant structural system. The value  $N_{sd}$  may be increased if the failure of one (=most unfavourable) fixing point is taken into account in the design (serviceability and ultimate limit state) of the structural system e.g. suspended ceiling.

#### Anchor dimensions

Type		HUS3-6					
		A	H	I I-Flex	C	P	PS
Nominal length	$l_s$ [mm]	35...55	40...120	35...55	40...70	40...80	40...60
Outer diameter of thread	$d_t$ [mm]	7,85					
Core diameter	$d_k$ [mm]	5,85					
Shaft diameter	$d_s$ [mm <sup>2</sup> ]	6,15					



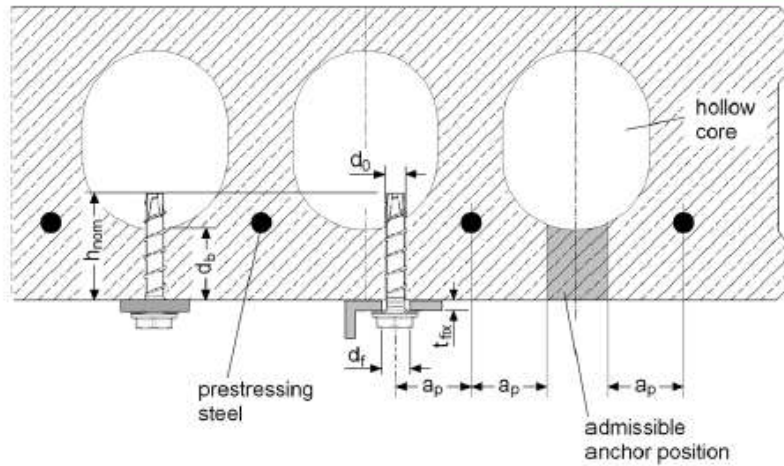


## Setting details

Type		HUS3- A, I, I-Flex	HUS3-H, C, P, PS					
Nominal embedment depth	$h_{nom} \geq$ [mm]	35						
Effective anchorage depth	$h_{ef}$ [mm]	25						
Bottom flange thickness	$d_b \geq$ [mm]	25						
Nominal diameter of drill bit	$d_o$ [mm]	6						
Cutting diameter of drill bit	$d_{cut} \leq$ [mm]	6,4						
Nominal depth of drill hole <sup>a)</sup>	$h_1 \geq$ [mm]	38						
Clearance hole diameter	$d_r$ [mm]	9						
Distance between anchor and prestressing steel	$a_p \geq$ [mm]	50						
Core distance	$l_c \geq$ [mm]	100						
Pre-stressing steel distance	$l_p \geq$ [mm]	100						
Installation torque	$T_{inst}$ [Nm]	- <sup>1)</sup>	18					
Maximum fastening thickness	$t_x \leq$ [mm]	40	-	85	-	-	45	45
	$t_x \geq$ [mm]							

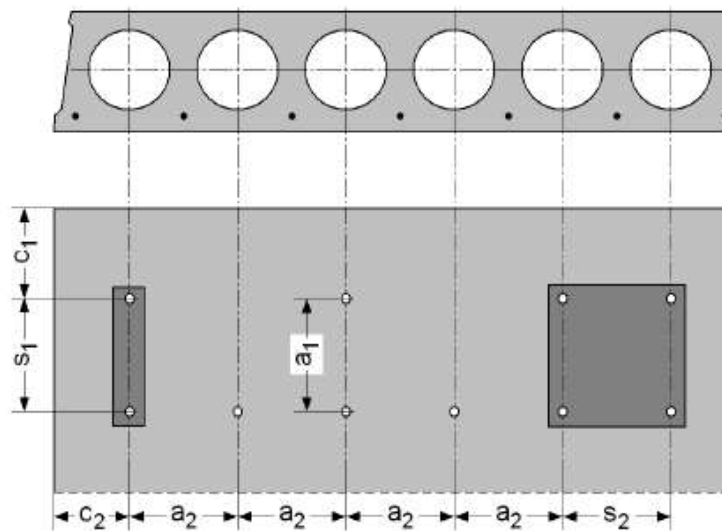
a) Nominal depth of drill hole may be deeper than bottom gflange thickness

Anchor Type	Size [mm]	Length [mm]	Thickness of fixture	
			$t_{x,min}$ [mm]	$t_{x,max}$ [mm]
HUS3-H	6	40	0	5
		60	2	25
		80	5	45
		100	25	65
		120	45	85
HUS3-P	6	40	0	5
		60	2	25
		80	5	45
HUS3-I	6	35	-	-
		55	-	-
HUS3-A	6	35	-	-
		55	-	-
HUS3-PS	6	40	0	5
		60	2	25
HUS3-C	6	40	0	5
		60	2	25
		70	5	35



Anchor spacing and edge distance

Anchor size		6					
Type	HUS3	A	H	I I-Flex	C	P	PS
Minimum edge distance	$c_{min} \geq$ [mm]	100					
Minimum anchor spacing	$s_{min} \geq$ [mm]	100					
Minimum distance between anchor groups	$a_{min} \geq$ [mm]	100					





Setting instructions

\*For detailed information on installation see instruction for use given with the package of the product

Installation in hollow core slabs

<p>1. Checking the anchor with tube Hilti HSB</p>	<p>2. Positioning pre-stressed steel</p>
<p>3. Marking pre-stressed steel position</p>	<p>4. Marking pre-stressed steel position</p>
<p>5. Drilling</p>	<p>6. Setting the anchor</p>
<p>7. Setting the anchor</p>	<p>8. Checking</p>

## ANEJO 4. FICHAS TÉCNICAS DE LAS MÁQUINAS UTILIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS HCCR

### A4.1. INTRODUCCIÓN

En este anejo se presentan las fichas técnicas de las maquinas utilizadas para la construcción de los pavimentos de la Experiencias 1 y 2 del Capítulo 6 (esta Experiencia 2 corresponde también con la Experiencia 2 del capítulo 5). En total se muestran las fichas técnicas de 5 máquinas: (1) extendedora de asfalto VÖGELE SUPER 1900-2, (2) rodillo liso vibrante DYNAPAC CC 334 HF, (3) compactador de neumáticos DYNAPAC CP 142, (4) fresadora en frío WIRTGEN W200 y (5) rodillo dúplex manual DYNAPAC LP 6500.

## A4.2. EXTENDEDORA VÖGELE SUPER 1900-2



Tracked Paver

# SUPER 1900-2



## SUPER 1900-2

Maximum Pave Width 11m  
Maximum Laydown Rate 900 tonnes/h  
Transport Width 2.55m

[www.voegele.info](http://www.voegele.info)

► SUPER 1900-2

### Tracked Paver SUPER 1900-2

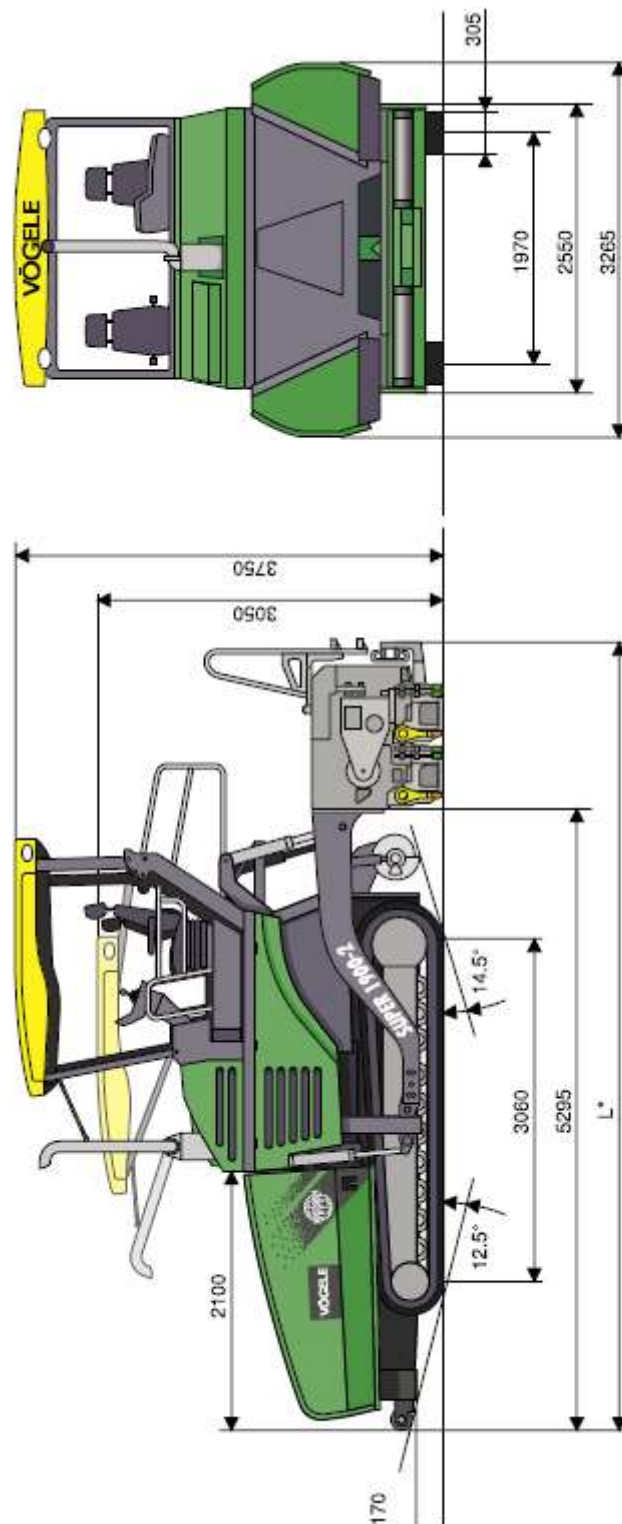


4 VÖGELE SUPER Swiss

5 SUPER 1900-2

<b>Power Unit</b>		
Engine:	6-cylinder DEUTZ diesel engine, liquid-cooled	
Type:	TCD 2012 L06 2V	
Output:	Nominal: 142kW at 2,000 rpm (according to DIN) ECO Mode: 139kW at 1,800 rpm	
Fuel Tank:	450 litres	
Electrical System:	24 V	
<b>Undercarriage</b>		
Crawler Tracks:	provided with rubber pads	
Ground Contact:	3,060mm x 305mm	
Suspension:	rigid	
Track Tension Adjuster:	spring assembly	
Track Rollers:	lifetime grease lubricated	
Traction Drive:	hydraulic, separate drive and electronic control provided for each crawler track	
Speeds:	- Paving: up to 25m <sup>3</sup> /min., infinitely variable - Travel: up to 4.5km/h, infinitely variable	
Steering:	by alteration of track running speeds	
Service Brake:	hydrostatic	
Parking Brake:	spring-loaded multiple-disk brake, maintenance-free	
<b>Material Hopper</b>		
Hopper Capacity:	14 tonnes	
Width:	3,265mm	
Feed Height:	615mm (bottom of material hopper)	
Push-Rollers:	oscillating, displaceable forwards by 100mm	
<b>Conveyors and Augers</b>		
Conveyors:	2, with replaceable feeder bars, conveyor movement reversible for a short time	
	Drive: hydraulic, separate drive provided for each conveyor	
	Speed: up to 28m <sup>3</sup> /min., infinitely variable (manual or automatic)	
<b>Augers:</b>	2, with replaceable auger blades, auger rotation reversible	
	Diameter: 400mm	
	Drive: hydraulic, separate drive provided for each auger	
	Speed: up to 77 rpm/min., infinitely variable (manual or automatic)	
	Auger Height:	
	- Standard: infinitely variable by 15cm, mechanical	
	- Option: infinitely variable by 15cm, hydraulic	
<b>Lubrication:</b>	Centralized Lubrication System with electrically driven grease pump for conveyor and auger bearings	
<b>Screed Options</b>		
SB 250:	basic width 2.5m, maximum width (TV/TP1) 1.1m	
AB 500-2:	basic width 2.55m, infinitely variable range 2.55m to 5m maximum width (TV/TP1/TP2) 8.5m	
AB 600-2:	basic width 3m, infinitely variable range 3m to 6m maximum width (TV/TP1/TP2) 9.5m	
<b>Screed Versions:</b>	TV, TP1, TP2, TP2 Plus (AB 600-2), TWP2 (SB 250)	
<b>Layer Thickness:</b>	up to 30cm	
<b>Screed Heating:</b>	electric by heating rods	
<b>Power Supply:</b>	three-phase A.C. generator	
<b>Dimensions and Weights</b>		
<b>Length:</b>	Tractor Unit and Screed in Transport Position: - SB 250 TV/TP1/TP2/TWP2: 6.5m - AB 500-2/AB 600-2 TV: 6.5m - AB 500-2/AB 600-2 TP1/TP2: 6.7m	
<b>Weights:</b>	Tractor Unit with AB 500-2 Screed in TV Version: - Pave Widths up to 5m: 20.1 tonnes - Pave Widths up to 8.5m: 23.4 tonnes	
<b>Optional Equipment</b>	Hydraulic hopper front. Xenon lamps for working lights. Sonic sensors to monitor head of mix in front of the screed. Automated Steering Control. Washdown system. NIVELTRONIC Plus* for Automated Grade and Slope Control (various sensors available). For more optional extras please contact your VÖGELE partner.	
<b>Key:</b>	T = equipped with Tamper V = equipped with Vibrators P1 = equipped with 1 Pressure Bar P2 = equipped with 2 Pressure Bars SB = Fixed-Width Screed AB = Extending Screed	Technical alterations reserved.





Dimensions in mm  
L\* = Dependent on Screed Type (see Specification)

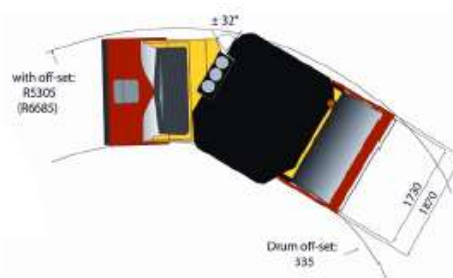
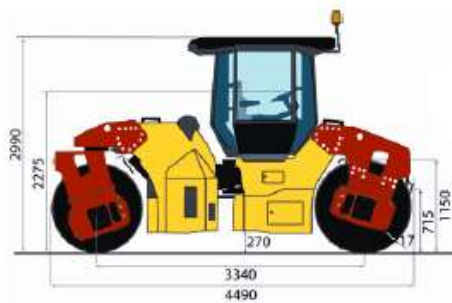
## A4.3. RODILLO LISO VIBRANTE DYNAPAC CC 34 HF

**DYNAPAC**

Part of the Atlas Copco Group

**CC334HF**

Rodillos Tándem para Asfalto

**Datos técnicos**

<b>Pesos</b>	<b>CC334HF</b>
Max. peso operativo	9900 kg
Peso operativo (incluido ROPS)	8600 kg
Peso del módulo delantero	4300 kg
Peso del módulo trasero	4300 kg
<b>Tracción</b>	
Rango de velocidad (km/h)	0-12
Oscilación vertical	±7°
Pendiente teórica	35 %
<b>Compactación</b>	
Tambores separados	Si
Tanque de agua	750
Amplitud nominal, alta	0,50 mm
Amplitud nominal, baja	0,20 mm
Carga lineal estática, delantera	24,90 kg/cm
Carga lineal estática, trasera	24,90 kg/cm
Frecuencia de vibración, alta	48 Hz
Frecuencia de vibración, baja	62 Hz
Fuerza centrífuga, con amplitud alta	79 kN
Fuerza centrífuga, con amplitud baja	55 kN
<b>Motor</b>	
Fabricante	Cummins
Modelo	QSB 3.3 T3
Tipo	Turbo diesel refrigerado por agua con post- enfriador
Potencia	99 hp
Potencia nominal	74 kW
Potencia nominal, @	2200 rpm
Potencia nominal, (estándar)	SAE J1995
Capacidad del tanque de combustible	130 l
<b>Sistema hidráulico</b>	
Conducción	Bomba de pistones axiales de cilindrada variable. 4 motores de pistones axiales de cilindrada variable. 2 bombas de pistones axiales de cilindrada variable. 2 motores de pistones axiales de cilindrada constante.
Vibración	Bomba de engranaje con desplazamiento constante.
Dirección	Palanca para movimiento hidrostático hacia delante y hacia atrás.
Frenos de servicio	Frenos de seguridad de discos múltiples en ambos tambores.
Frenos de parking/ emergencia	

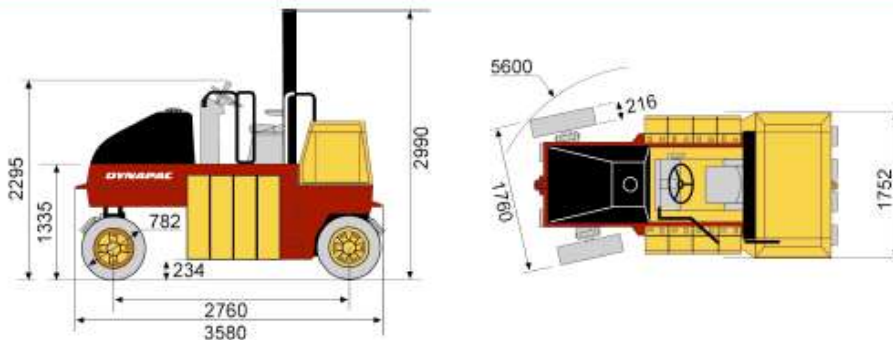
## A4.4. COMPACTADOR DE NEUMÁTICOS DYNAPAC CP 142

**DYNAPAC**

Part of the Atlas Copco Group

**CP142**

Rodillos de neumáticos

**Datos técnicos**

<b>Pesos</b>	<b>CP142</b>
Peso operativo (incluido ROPS)	6000 kg
Peso operativo (incluido ROPS), con 2 con cajones de lastre	8000 kg
Peso operativo (incluido ROPS), con 4 con cajones de lastre	10000 kg
Peso operativo (incluido ROPS), con 6 con cajones de lastre	12000 kg
Peso operativo (incluido ROPS), con 8 con cajones de lastre (opcional)	14000 kg
<b>Compactación</b>	
Ancho de rodadura	1760 mm
Solape de ruedas	12 mm
Carga en ruedas, sin lastre	670 kg
Carga en ruedas, con 2 con cajones de lastre	890 kg
Carga en ruedas, con 4 con cajones de lastre	1110 kg
Carga en ruedas, con 6 con cajones de lastre	1330 kg
Carga en ruedas, con 8 con cajones de lastre (opcional)	1560 kg
Tamaño de rueda (lisa)	7.50-15, 14 ply
Número de ruedas	5 delanteras, 4 traseras
Oscilación de ruedas (°)	±3
Sistema de rociado agua, tipo	Presurizado, bomba eléctrica
Sistema de rociado agua, capacidad del tanque	500 l
Sistema de rociado agua, pulverizador agua	Uno por rueda
<b>Tracción</b>	
Transmisión	Motores hidrostáticos directos en ruedas traseras
Velocidad baja	10 km/ h
Velocidad alta	19 km/ h
Pendiente teórica	31 %
<b>Motor</b>	
Fabricante	Cummins
Modelo	QSB 3.3
Tipo	Turbo diesel refrigerado por agua con post- enfriador
Capacidad del tanque de combustible	140 l
Potencia	99 hp
Potencia nominal	74 kW
Potencia nominal, @	2200 rpm
Potencia nominal, (estándar)	SAE J1995
Sistema eléctrico	12 V
<b>Sistema hidráulico</b>	
Frenos de servicio	Frenos hidrostáticos en ruedas motrices (traseras)
Frenos de parking/ emergencia	Negativos a las ruedas motrices (traseras)

#### A4.5. FRESADORA EN FRÍO WIRTGEN W200

A WIRTGEN GROUP COMPANY



Máquina compacta de 2 metros  
para aplicaciones de fresado eficientes.

### Fresadora en frío W 200 / W 200i



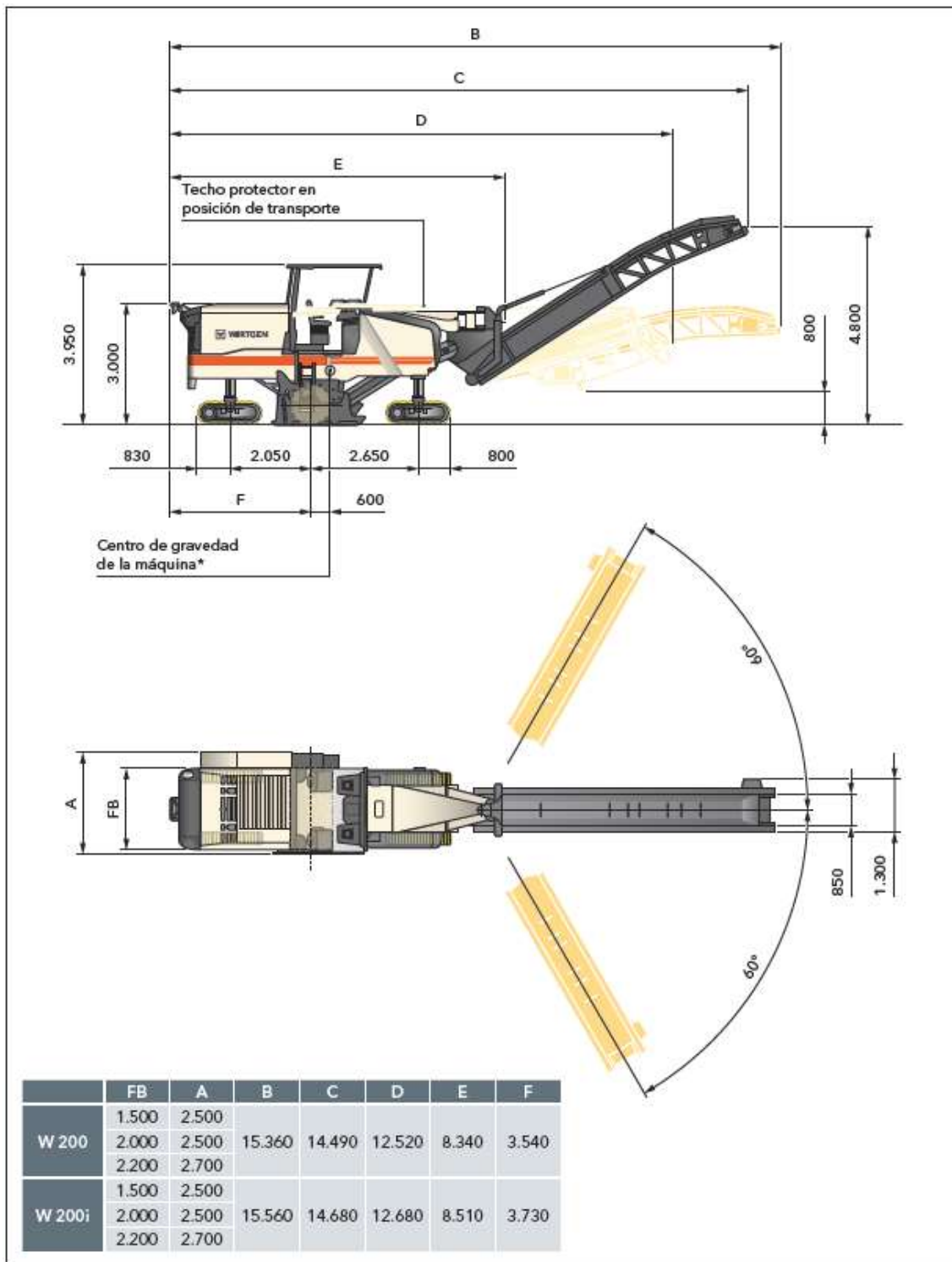
*Aportaciones al proyecto, construcción y reparación de pavimentos de hormigón*

	W 200	W 200i
<b>Tambor de fresado</b>		
Anchura de fresado estándar	2.000 mm	
Anchura de fresado opcional 1	1.500 mm	
Anchura de fresado opcional 2	2.200 mm	
Profundidad de fresado*1	0-330 mm	
Diámetro de la circunferencia de corte	1.020 mm	
<b>Motor</b>		
Fabricante	CUMMINS	
Tipo	QSX15	QSX15
Refrigeración	Agua	
Número de cilindros	6 + 6	
Potencia nominal a 2.100 rpm	373 kW/500 HP/507 CV	447 kW/600 HP/608 CV
Potencia máxima	a 1.800 rpm: 410 kW/550 HP/558 CV	a 1.900 rpm: 455 kW/610 HP/619 CV
Potencia operativa a 1.600 rpm	380 kW/510 HP/517 CV	433 kW/581 HP/589 CV
Cilindrada	15 l	15 l
Consumo de combustible nominal	99 l/h	118 l/h
Consumo de combustible en el trabajo combinado en obras	40 l/h	47 l/h
Nivel de emisión de gases	EU Stage 3a/US Tier 3	EU Stage 4/US Tier 4f
<b>Instalación eléctrica</b>		
Suministro de tensión	24 V	
<b>Capacidad de los depósitos</b>		
Depósito de combustible	1.220 l	1.120 l
Depósito de AdBlue®/DEF	-	100 l
Depósito de aceite hidráulico	200 l	
Depósito de agua	3.350 l	
<b>Características de traslación</b>		
Velocidad máx. de traslación en marcha de fresado y de avance	0-85 m/min (5 km/h)	
<b>Orugas</b>		
Orugas delanteras y traseras (long. x anch. x alt.)	1.630 x 260 x 590 mm	
<b>Carga de material</b>		
Anchura de la cinta recogedora	850 mm	
Anchura de la cinta de descarga	850 mm	
Capacidad teórica de la cinta de descarga	375 m³/h	

\*1 = La profundidad máxima de fresado puede diferir del valor indicado debido a tolerancias y desgaste

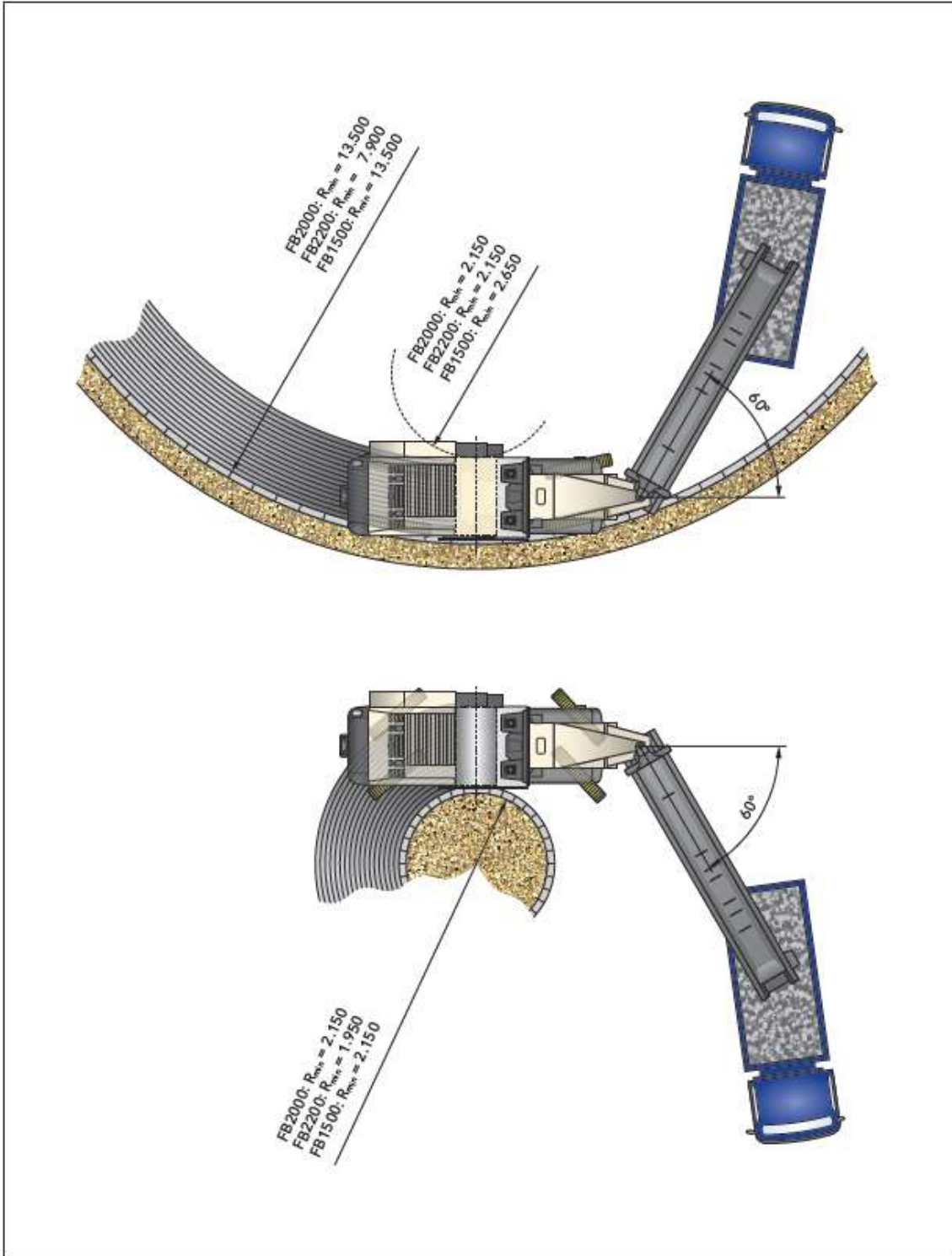
	W 200	W 200i
<b>Peso de máquina básica</b>		
Peso sin carga de la máquina sin líquidos de llenado	25.500 kg	26.000 kg
Peso de servicio, CE*2	27.750 kg	28.250 kg
Peso máx. de servicio (con el depósito de combustible lleno y equipamiento máx.) con FB2200	35.800 kg	36.300 kg
<b>Pesos de sustancias de llenado</b>		
Llenado del depósito de agua	3.350 kg	3.350 kg
Llenado del depósito de combustible (0,83 kg/l)	1.000 kg	930 kg
Llenado del depósito de AdBlue®/DEF (1,1 kg/l)	-	110 kg
<b>Pesos adicionales</b>		
<b>Conductor y herramientas</b>		
Conductor		75 kg
Peso de 5 cubos de picas		125 kg
Herramientas de a bordo		30 kg
<b>Unidades de fresado opcionales, en lugar de estándar</b>		
Caja del tambor de fresado FB1500		100 kg
Caja del tambor de fresado FB2200		200 kg
Caja del tambor de fresado FB2000 FCS-L		650 kg
Caja del tambor de fresado FB2200 FCS-L		900 kg
<b>Tambores de fresado opcionales, en lugar de estándar</b>		
Tambor de fresado FB1500 LA 15		-460 kg
Tambor de fresado FB2200 LA 15		180 kg
<b>Tambores de fresado FCS opcionales, en lugar de estándar</b>		
Tambor de fresado FB2000 LA 6x2 FCS-L		960 kg
Tambor de fresado FB2000 LA 8 FCS-L		660 kg
Tambor de fresado FB2000 LA 15 FCS-L		-150 kg
Tambor de fresado FB2000 LA 18 FCS-L		-260 kg
Tambor de fresado FB2200 LA 6x2 FCS-L		1.060 kg
Tambor de fresado FB2200 LA 8 FCS-L		900 kg
Tambor de fresado FB2200 LA 15 FCS-L		0 kg
Tambor de fresado FB2200 LA 18 FCS-L		-30 kg
<b>Equipamiento adicional opcional</b>		
Puesto de mando con asientos cómodos en lugar de estándar		250 kg
Techo protector en lugar de estándar		280 kg
Cabina en lugar de estándar		600 kg
Cinta plegable en lugar de estándar		520 kg
VCS - Vacuum Cutting System		150 kg
Peso adicional de aplicación variable 1		1.700 kg

\*2 = Peso de la máquina, depósitos de agua y de combustible semillevados, conductor (75 kg), herramientas de a bordo, sin equipos opcionales adicionales



Dimensiones en mm

\*Relativo al peso de operación, CE con cinta desplegada



Círculo de fresado, profundidad de fresado 150 mm, dimensiones en mm



A4.6. RODILLO DÚPLEX MANUAL DYNAPAC LP 6500

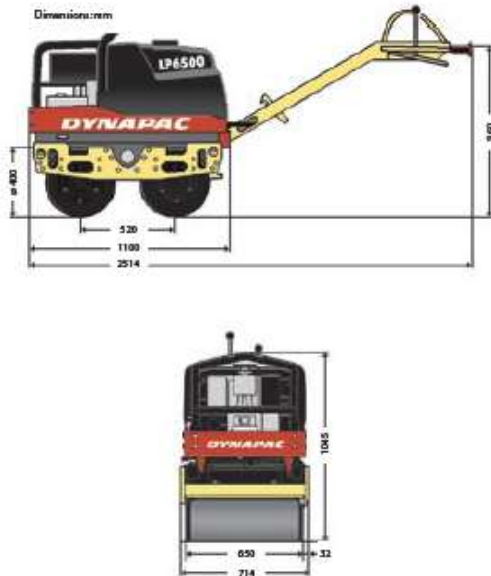
**DYNAPAC**

**LP6500**

Vibratory Double Drum  
Pedestrian Roller



**Technical data**



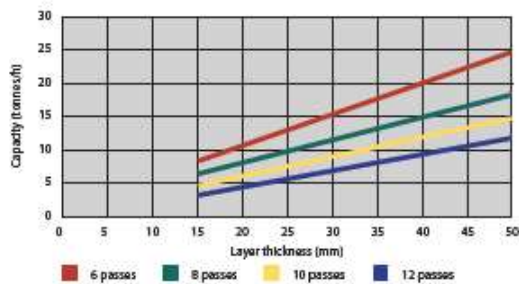
Weight	Electrical start	Manual start
Net weight, kg	678	658
Operating weight CECE, kg	716	696

Engine	Electrical start	Manual start
Manufacturer	Hatz	Hatz
Type	1D505	1D505
Starting system	Electrical start	Crank
Fuel	Diesel	Diesel
Output kW/rpm	6,8/2600	6,8/2600
Fuel tank capacity, l	5	5
Fuel consumption, l/h	1,35	1,35

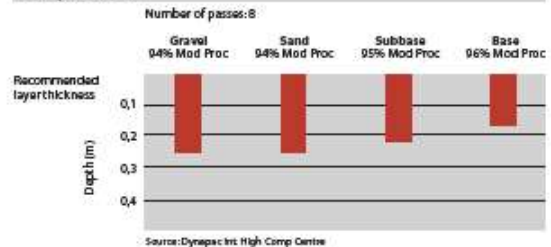
Compaction	Electrical start	Manual start
Static linear load, kg/cm	5,5	5,35
Speed forward, km/h	0-3,6	0-3,6
Speed reverse, km/h	0-2,3	0-2,3
Gradeability, %	35	35
Drive system	Fully hydraulic	Fully hydraulic
Frequency, Hz/rpm	61/3660	61/3660
Amplitude, mm	0,45	0,45
Centrifugal force, kN	21	21

Sprinkler system	Electrical start	Manual start
Tank capacity, l	71	71
Type of sprinkling	Gravity	Gravity

**Asphalt compaction capacity**



**Compaction data**





## NOTACIONES Y SÍMBOLOS

$\overline{\Delta\varepsilon_0^k}$ :	Deformaciones libres medias de las $m - k$ capas por debajo de la interfase $k$ -ésima	[-]
$\overline{\Delta\varepsilon_e^k}$ :	Deformaciones libres medias de las $k$ capas por encima de la interfase $k$ -ésima	[-]
$\overline{\tau_u}$ :	Resistencia última promedio de una interfase	[MPa]
$E_0^k$ :	Módulo elástico equivalente de las $m - k$ capas por debajo de la interfase $k$ -ésima	[MPa]
$E_e^k$ :	Módulo elástico equivalente de las $k$ capas por encima de la interfase $k$ -ésima	[MPa]
$G_0^k$ :	Módulo de cizalladura equivalente de las $m - k$ capas por debajo de la interfase $k$ -ésima	[MPa]
$G_e^k$ :	Módulo de cizalladura equivalente de las $k$ capas por encima de la interfase $k$ -ésima	[MPa]
$p_1^k$ :	Espesor total de las $m - k$ capas por debajo de la interfase $k$ -ésima	[mm]
$b_1^k$ :	Espesor total de las $k$ capas por encima de la interfase $k$ -ésima	[mm]
$p_{\tau_u}$ :	Probabilidad acumulada para la resistencia de una interfase	[-]
$\beta_0^k$ :	Parámetro elástico para el cálculo del rasante por efectos ambientales	[mm <sup>-1</sup> ]
$\sigma_{\tau_u}$ :	Desviación típica de la resistencia última de una interfase	[MPa]
$\sigma_0^i$ :	Tensión en la capa $i$ -ésima sin adherencia	[MPa]
$\sigma_{100}^i$ :	Tensión en la capa $i$ -ésima con adherencia completa	[MPa]
$\sigma_\alpha^i$ :	Tensión en la capa $i$ -ésima con adherencia parcial	[MPa]
$\tau_{adh,max}^k$ :	Tensión rasante máxima absoluta en la interfase $k$ -ésima	[MPa]
$\tau_{adh}^k(x)$ :	Rasante más desfavorable en la interfase $k$ -ésima a una distancia $x$ de su borde	[MPa]

$\tau_u^k$ :	Resistencia última de cálculo de la interfase <i>k</i> -ésima	[MPa]
$a$ :	Radio de la carga vertical circular de tráfico	[mm]
$A_{c,eq}$ :	Área de la capa superior de la sección equivalente	[mm]
$A_P$ :	Parámetro de calibración de las leyes de deterioro	[-]
$A_{st,rodera}$ :	Área transversal de los anclajes que cosen la interfase en la zona de rodera	[mm <sup>2</sup> ]
$b_{NJ}$ :	Parámetro de cálculo de tensiones según el método MNJ	[-]
$B_P$ :	parámetro de calibración de las leyes de deterioro	[-]
$C_{1W}, C_{2W}, C_{3W}$ y $C_{4W}$ :	Constantes de la solución del método MW1C	[-]
$CE_{vp}$ :	Coefficiente de equivalencia de los vehículos pesados	[-]
$C_{NJ}, C_{1NJ}, C_{2NJ}$ y $C_{3NJ}$ :	Constantes de cálculo de tensiones según el método MNJ	[-]
$c_p$ :	Calor específico	[J/kg/K]
$d$ :	Desplazamiento	[mm]
$D$ :	Rigidez a flexión de una losa	[N·m <sup>2</sup> ]
$d_{fisuración}$ :	Desplazamiento crítico de fisuración	[mm]
$D_{h,i}$ :	Coefficiente de difusión de humedad de la capa <i>i</i> -ésima	[mm <sup>2</sup> /h]
$D_h$ :	Coefficiente de difusión de humedad	[mm <sup>2</sup> /h]
$D_i$ :	Rigidez a flexión de la capa <i>i</i> -ésima	[N·m <sup>2</sup> ]
$E$ :	Módulo elástico	[MPa]
$E_a$ :	Módulo elástico del asfalto	[MPa]
$E_{c,s}$ :	Módulo elástico secante del hormigón	[MPa]
$E_h$ :	Módulo elástico del hormigón	[MPa]
$E_i$ :	Módulo elástico de la capa <i>i</i> -ésima	[MPa]
$E_m$ :	Módulo elástico del terreno de apoyo	[MPa]
$f_a$ :	Resistencia a compresión del asfalto	[MPa]
$f_{at,i}$ :	Resistencia a tracción indirecta del asfalto	[MPa]
$f_c$ :	Resistencia a compresión simple del hormigón	[MPa]
$f_{ct,i}$ :	Resistencia a tracción indirecta del hormigón	[MPa]
$f_{ct}$ :	Resistencia a tracción directa del hormigón	[MPa]
$F_t$ :	Factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados	[-]
$f_y$ :	Límite elástico de los anclajes mecánicos	[MPa]
$G$ :	Módulo de cizalladura para el cálculo de $\tau_{th,max}$	[MPa]
$G_i$ :	Módulo de cizalladura de la capa <i>i</i> -ésima	[MPa]
$H$ :	Espesor total del firme	[mm]
$H_{eq}$ :	Espesor equivalente de una sección	[mm]
$h_h$ :	Espesor de la capa superior de hormigón de un <i>whitetopping</i>	[mm]
$h_{i,eq}$ :	Espesor equivalente de la capa <i>i</i> -ésima	[mm]
$h_i$ :	Espesor de la capa <i>i</i> -ésima	[mm]
$HR$ :	Humedad Relativa	[-]

$HR_{max}$ :	Humedad Relativa máxima diaria	[-]
$HR_{min}$ :	Humedad Relativa mínima diaria	[-]
$I_{eq}$ :	Inercia a flexión de la sección equivalente	[mm <sup>4</sup> ]
$i_{eq}$ :	Parámetro geométrico de la sección equivalente	[mm <sup>2</sup> ]
$IMD_p$ :	Intensidad Media Diaria de vehículos pesados para el carril de proyecto	[-]
$I_y$ :	Inercia a flexión de una sección respecto a un eje $y$	[mm <sup>4</sup> ]
$k_b$ :	Módulo de balasto del terreno	[N/mm <sup>3</sup> ]
$k_T$ :	Conductividad térmica	[W/K/m]
$l$ :	Ancho de un firme	[mm]
$L$ :	Ancho de una interfase	[mm]
$l_{desp}$ :	Longitud de interfase despegada	[mm]
$l_{rr,eq}$ :	Radio de rigidez relativa de la sección equivalente	[mm]
$l_{rr}$ :	Radio de rigidez relativa	[mm]
$m$ :	Número de capas de un firme	[-]
$M_{eq}$ :	Momento actuante sobre la sección completa equivalente	[N·mm]
$M_i$ :	Momento actuante en una capa $i$ -ésima	[N·mm]
$M_i$ :	Momento equivalente para una carga de posición $k$ ( $k = interior, borde o esquina$ )	[N·mm]
$N$ :	Número de veces que puede ser resistida una carga, un esfuerzo o una deformación	[-]
$n$ :	Relación entre el módulos elásticos de dos materiales para calcular $\tau_{amb,max}$	[-]
$ND_i$ :	Nivel de daño de la capa $i$ -ésima	[-]
$P$ :	Carga (puntual, de tracción o correspondiente a un eje de 13 toneladas)	[N]
$p$ :	Presión de contacto de la carga vertical de tráfico tipo	[MPa]
$p_{AB}$ :	Nodo común entre dos capas	[-]
$p_{eq}$ :	Presión de contacto de la carga vertical equivalente de tráfico	[MPa]
$P_{max,PO}$ :	Fuerza de tracción máxima alcanzada durante el ensayo de Pull-Off	[kN]
$PP$ :	Periodo de Proyecto	[años]
$q$ :	Reacción del terreno	[N/mm <sup>2</sup> ]
$r$ :	Distancia entre el punto de evaluación y el punto de aplicación de la carga horizontal $S$	[mm]
$R_d$ :	Resistencia al deslizamiento	[-]
$r_{eq}$ :	Radio de la carga vertical equivalente de tráfico	[mm]
$R_{FT}$ :	Resistencia a flexotracción (a largo plazo)	[MPa]
$r_t$ :	Tasa anual de crecimiento del tráfico	[-]
$S$ :	Carga puntual horizontal de tráfico	[N]
$S_{t,rodera}$ :	Separación entre anclajes que cosen la interfase en la zona de rodera	[mm <sup>2</sup> ]
$S_y$ :	Momento estático de una sección respecto a un eje $y$	[mm <sup>3</sup> ]
$t$ :	Coordenada temporal del cálculo de la temperatura y humedad	[mm]
$T$ :	Temperatura	[°C]
$t_0$ :	Instante inicial de cálculo	[h]

$t_f$ :	Instante final de cálculo	[h]
$t_{HRmax}$ :	Desfase de la función de humedad relativa ambien	[h]
$T_{max}$ :	Temperatura máxima diaria	[°C]
$T_{min}$ :	Temperatura mínima diaria	[°C]
$t_n$ :	Instante de cálculo de la temperatura y humedad	[h]
$TP$ :	Tráfico de Proyecto	[-]
$t_{Tmax}$ :	Desfase de la función de temperatura ambiental	[h]
$VU_i$ :	Vida útil esperada de la capa <i>i-ésima</i>	[años]
$w$ :	Desplazamiento vertical de la losa	[mm]
$y^*_{0,aprox}$ :	$y^*_0$ aproximado	[mm]
$y^*_{0,real}$ :	$y^*_0$ simulado	[mm]
$y^*_0$ :	Punto en que la ley de rasantes propuesta para las cargas horizontales de tráfico se anula	[mm]
$y^*_{max,aprox}$ :	$y^*_{max}$ aproximado	[mm]
$y^*_{max,real}$ :	$y^*_{max}$ simulado	[mm]
$y^*_{max}$ :	Punto en que la ley de rasantes propuesta para las cargas horizontales de tráfico deja de ser máxima	[mm]
$z$ :	Coordenada espacial del cálculo de la temperatura y humedad	[mm]
$Z_{CG,i}$ :	Centro de gravedad de la capa <i>i-ésima</i>	[mm]
$z_{eq}$ :	Profundidad equivalente	[mm]
$Z_{FN,eq}$ :	Posición de la fibra neutra de la sección equivalente a flexión	[mm]
$z_i$ :	Posición de cálculo de la temperatura y humedad	[mm]
$\alpha_{adh}$ :	Parámetro de interpolación para obtener tensiones con adherencia parcial	[-]
$\alpha_h$ :	Proporción del espesor de la capa de refuerzo respecto el espesor total de una sección	[-]
$\alpha_{HR}$ :	Coefficiente de dilatación por humedad	[-]
$\alpha_k$ :	Parámetro de consideración de posición de la carga ( $k = interior, borde o esquina$ )	[-]
$\alpha_T$ :	Coefficiente de dilatación térmica	[°C <sup>-1</sup> ]
$\gamma_{EM}$ :	Constante de Euler-Mascheroni	[-]
$\gamma_t$ :	Coefficiente de mayoración de las cargas de tráfico	[-]
$\Delta \varepsilon^i_{libre}(z)$ :	Deformaciones libre en la profundidad $z$ de la capa <i>i-ésima</i>	[-]
$\Delta HR(t)$ :	Evolución de humedad relativa diaria en el ambiente	[-]
$\Delta HR$ :	Amplitud diaria de humedad relativa en el ambiente	[-]
$\Delta T(t)$ :	Evolución de temperatura diaria en el ambiente	[°C]
$\Delta t^*_i$ :	Paso de tiempo de cálculo de la capa <i>i-ésima</i>	[h]
$\Delta T$ :	Amplitud diaria de temperatura en el ambiente	[°C]
$\Delta t$ :	Paso de tiempo de cálculo global	[h]
$\Delta z$ :	Intervalo de longitud de la malla de diferencias finitas	[mm]
$\Delta \varepsilon_{amb}$ :	Diferencia de deformaciones ambientales entre un firme reparado y un refuerzo	[-]
$\Delta \varepsilon_{r,a}$ :	Error porcentual en la deformación radial en el asfalto cometido por el programa	[%]
$\Delta \sigma_{r,h}$ :	Error porcentual en la tensión radial en el hormigón cometido por el programa	[%]

$\Delta\sigma_{r,sc}$ :	Error porcentual en la tensión radial en el suelocemento cometido por el programa	[%]
$\varepsilon$ :	Deformación	[-]
$\varepsilon_P$ :	Deformación generada por una carga $P$	[-]
$\varepsilon_{r,a,KA}$ :	Deformación radial en el asfalto obtenida por Kraemer y Albelda (2004)	[-]
$\varepsilon_{r,a,P}$ :	Deformación radial en el asfalto obtenida con el programa desarrollado	[-]
$\varepsilon_{r,u}$ :	Deformación radial última	[-]
$\varepsilon_{r,W,k}$ :	Deformación radial producida por el momento $M_{W,k}$	[-]
$\varepsilon_z$ :	Deformación vertical	[-]
$\lambda$ :	Parámetro elástico para el cálculo de $\tau_{th,max}$	[MPa]
$\nu$ :	Coefficiente de Poisson	[-]
$\nu_i$ :	Coefficiente de Poisson de la capa $i$ -ésima	[-]
$\nu_m$ :	Coefficiente de Poisson del terreno de apoyo	[-]
$\rho$ :	Densidad	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_a$ :	Densidad del asfalto tras compactación	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\sigma$ :	Tensión normal	[MPa]
$\sigma_{borde}$ :	Tensión de tracción máxima debida a una carga aplicada en posición de borde	[MPa]
$\sigma_{comp}$ :	Tensión de compresión	[MPa]
$\sigma_{esquina}$ :	Tensión de tracción máxima debida a una carga aplicada en posición de esquina	[MPa]
$\sigma_{interior}$ :	Tensión de tracción máxima debida a una carga aplicada en posición interior	[MPa]
$\sigma_{max,PO}$ :	Tensión de tracción máxima alcanzada durante el ensayo de Pull-Off	[MPa]
$\sigma_P$ :	Tensión generada por una carga $P$	[MPa]
$\sigma_{r,h,KA}$ :	Tensión radial en el hormigón obtenida por Kraemer y Albelda (2004)	[MPa]
$\sigma_{r,h,P}$ :	Tensión radial en el hormigón obtenida con el programa desarrollado	[MPa]
$\sigma_{r,sc,KA}$ :	Tensión radial en el suelocemento obtenida por Kraemer y Albelda (2004)	[MPa]
$\sigma_{r,sc,P}$ :	Tensión radial en el suelocemento obtenida con el programa desarrollado	[MPa]
$\sigma_r$ :	Tensión en la dirección radial	[MPa]
$\sigma_{t,asf}$ :	Tracción máxima en la capa inferior de asfalto de un <i>whitetopping</i>	[MPa]
$\sigma_{t,horm}$ :	Tracción máxima en la capa superior de hormigón de un <i>whitetopping</i>	[MPa]
$\sigma_{tr}$ :	Tensión de tracción	[MPa]
$\sigma_{W,k}$ :	Tensión radial producida por el momento $M_{W,k}$	[MPa]
$\tau$ :	Tensión de corte	[MPa]
$\tau_{amb,max}$ :	Tensión rasante máxima por efectos ambientales según Jonasson (1977)	[MPa]
$\tau_{max,aproxl}$ :	$\tau_{th,max}$ aproximada	[MPa]
$\tau_{max,real}$ :	$\tau_{th,max}$ simulada	[MPa]
$\tau_{rasante}$ :	Tensión tangencial rasante	[MPa]
$\tau_{rd,bordes}$ :	Rasante total solicitado por unidad de longitud en la zona de los bordes de losa	[N/mm]
$\tau_{rd,rodiera}$ :	Rasante total solicitado por unidad de longitud en la zona de rodiera	[N/mm]
$\tau_{rd}$ :	Tensión rasante solicitada en una interfase	[MPa]

---

$\tau_{th,max}$ :	Tensión rasante máxima debida a una carga horizontal de tráfico	[MPa]
$\tau_{th}$ :	Tensión rasante debida a una carga horizontal de tráfico	[MPa]
$\tau_{tv,max}$ :	Tensión rasante máxima debida a una carga vertical de tráfico	[MPa]
$\tau_{tv}$ :	Tensión rasante debida a una carga vertical de tráfico	[MPa]
$\tau_u$ :	Tensión rasante última de una interfase	[MPa]
$\phi_i$ :	Difusividad térmica de la capa <i>i-ésima</i>	[mm <sup>2</sup> /h]
$\phi$ :	Difusividad térmica	[mm <sup>2</sup> /h]