



## Tesis Doctoral

DESARROLLO DE UN PROCEDIMIENTO PARA LA OPTIMIZACIÓN  
DEL COMPORTAMIENTO DE UN FIRME FLEXIBLE MEDIANTE EL  
EMPLEO DE UN GEOSINTÉTICO COMO ELEMENTO  
ANTIRREMONTE DE FISURAS

(DEVELOPMENT OF A PROCEDURE FOR THE OPTIMISATION OF A FLEXIBLE PAVEMENT  
BEHAVIOUR BY MEANS OF A GEOSYNTHETICS AS ANTI-REFLECTIVE CRACKING ELEMENT)

Autor

DAVID ZAMORA BARRAZA

Directores

MIGUEL ÁNGEL CALZADA PÉREZ

DANIEL CASTRO FRESNO



Santander, Septiembre de 2008

---

## RESUMEN

Uno de los sistemas que actualmente se emplea en el proceso de rehabilitación de firmes que presentan grietas superficiales es el uso de geosintéticos (geomallas, geotextiles, etc.). Estos se instalan sobre el pavimento existente antes de la colocación de la nueva capa, generando una zona intermedia que permite aliviar las tensiones provenientes de los bordes de las grietas o de aumentar la resistencia a tracción de la nueva capa impidiendo el avance de las mismas.

Mientras que con las investigaciones realizadas en laboratorio se han obtenido resultados muy alentadores, los correspondientes a obra han sido contradictorios, lo cual ha retrasado el uso habitual de esta técnica. Esta aparente contradicción se puede deber a la falta de conocimiento que se tiene sobre el empleo de los geosintéticos motivada por una falta de normativa que regule su instalación, las características mínimas a exigir y dónde es adecuado su empleo.

En el presente trabajo se ha desarrollado un procedimiento, basado en dos ensayos de laboratorio, que facilita la selección del geosintético y la dotación de ligante más adecuada para optimizar la adherencia y la durabilidad frente al avance de una grieta refleja. Además, se ha investigado el deterioro que pueden sufrir estos materiales por efecto de la temperatura al estar en contacto con una mezcla bituminosa.

El ensayo de adherencia es de tipo estático y determina la tensión cortante necesaria para desplazar, en un sistema tricapa, la probeta central con respecto a las exteriores. Este ensayo ha demostrado a través de un análisis estadístico que es sensible al tipo de geosintético utilizado, a la variación del contenido de ligante aplicado a cada geosintético, al tipo de betún residual utilizado y al procedimiento de fabricación de las probetas.

El ensayo antirremonta de fisuras es de tipo dinámico, se aplica a una probeta bicapa en la que se ha inducido una prefisura en la cara inferior. Este ensayo ha permitido evaluar la incidencia en la durabilidad de diferentes tipos de geosintético; además, permite establecer los contenidos óptimos de ligante para obtener una mayor durabilidad del sistema.

## SUMMARY

Nowadays, one of the systems used in the process of rehabilitating pavements showing surface cracks is the use of geosynthetics (grids, geotextiles, etc). They are placed on the existing pavement before applying the new layer, creating an intermediate layer that helps to relieve the tensile stresses from crack lips or helps to increase the tensile stress from the new layer, preventing their advance.

While the research done in labs has produced encouraging results, the research in work site has been contradictory, what has delayed the common use of the technique. This apparent contradiction may be due to the lack of knowledge on the use of geosynthetics because there are not norms that regulate their installation, the minimal characteristics to ask for and where the use is adequate.

This thesis has developed a procedure, based on two lab tests, that helps to select the geosynthetics and the optimal binder percentage more suitable to optimise adherence and durability in front of a reflect crack. Besides, the failure is studied that these materials may suffer as a consequence of temperature when in contact with a hot-mix asphalt.

The Bond-test is static and determines the shear stress necessary to move, in a three-layer system, the central specimen in relation to the exterior ones. This test has demonstrated through statistical analysis that is sensitive to the geosynthetic employed, to the variation of binder content applied to each geosynthetic, the kind of asphalt residue used and the procedure to manufacture specimens.

The anti-reflective cracking test is dynamic, applied on a two-layer specimen, where a crack has been induced in the lower side. This test has helped to assess the influence on durability on different kinds of geosynthetics; moreover, helps to establish the optimum binder contents to obtain the system highest durability.

---

## AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mis más sinceros agradecimientos a todos aquellos que de algún modo me han ayudado a completar esta investigación y a quienes me han recibido y cobijado tanto a mí como a mi familia durante toda nuestra estancia en este lugar, los cuales nos han dado el apoyo necesario para no extrañar nuestro hogar, sino para sentirnos como en casa.

Deseo expresar mi gratitud a Daniel Castro por haberme llamado hace cuatro años atrás para realizar el doctorado en su grupo de investigación. Gracias, Dani, por tu constante apoyo, en momentos muy duros, por tu amistad para conmigo y mi familia.

También deseo agradecer a Miguel Ángel Calzada, por su paciencia y disponibilidad para conmigo, y su compromiso personal con esta investigación.

Debo también expresar mi agradecimiento a Miguel por haber estado junto a mí en el largo y duro trabajo de laboratorio, pero principalmente por su amistad desinteresada y por su aliento constante.

De igual forma deseo manifestar mi agradecimiento a la Universidad Católica del Maule y a la Facultad de Ciencias de la Ingeniería por su confianza y apoyo durante esta tarea. No debo olvidar el apoyo prestado por el programa de Mejoramiento de la Calidad de la Educación Superior, MECESUP, que sin el cual mi estancia no hubiese sido posible.

Debo agradecer a la empresa Huesker por haber creído en el proyecto y haber alentado la ejecución y la culminación del mismo.

Debo en estos momentos recordar y agradecer a Raúl Espinace y Marcel Szanto de la Pontificia de la Universidad Católica de Valparaíso, por haber propiciado el contacto con Daniel, por su guía en la actividad académica y principalmente su gran apoyo para realizar este perfeccionamiento.

Debo agradecer al Grupo de Tecnología de la Construcción por recibirme y acompañado: a Jorge, Joseba, Luis, Álvaro, Natalia, Elena y Teresa, y a la segunda generación: Pablo, Amaya, Luis, José, Andrés, Elena, Elsa, María y Jaime.

No debo de olvidar el apoyo prestado por Ángel Vega del Grupo de Caminos de Santander, al Laboratorio de Materiales por su colaboración, sin la cual esta investigación no se habría realizado.

A todos ellos, y muchos otros que no recuerdo en estos momentos, y lamento no haberlo hecho, gracias por todo.

**A mi Padre**

**.....estar ausentes del cuerpo, y presentes ante el Señor.....**

**y a mí mujer Cristina, y mis hijos Laura y Mati**

**ÍNDICE DE CONTENIDOS**

<i>Índice de contenidos</i> .....	<b>V</b>
<i>Índice de figuras</i> .....	<b>IX</b>
<i>Índice de tablas</i> .....	<b>XV</b>
<b>1. Introducción</b> .....	<b>1-1</b>
1.1 Planteamiento del problema y antecedentes .....	1-1
1.2 Hipótesis .....	1-3
1.3 Objetivos .....	1-3
1.4 Contenido de la tesis .....	1-3
<b>2. El problema de la reflexión de grietas en carreteras: sistemas empleados para reducir sus efectos</b> .....	<b>2-5</b>
2.1 El remonte de fisuras en las carreteras.....	2-5
2.1.1 <i>Diferentes tipos de estructuras en un firme</i> .....	2-5
2.1.2 <i>Orígenes de las fisuras en los firmes</i> .....	2-8
2.1.3 <i>Mecanismos que originan la reflexión de grietas</i> .....	2-11
2.1.4 <i>Análisis de la reflexión de grietas mediante la mecánica de fractura</i> .....	2-15
2.1.5 <i>Proceso de fatiga en mezcla bituminosas</i> .....	2-23
2.1.6 <i>Métodos para la reducción de grietas refleja</i> .....	2-25
2.2 Los geosintéticos como elemento para reducir el reflejo de grietas .	2-42
2.2.1 <i>Tipos de geosintéticos</i> .....	2-45
2.2.2 <i>Como trabajan los geosintéticos</i> .....	2-48
2.2.3 <i>Funciones que debe cumplir</i> .....	2-51
2.2.4 <i>Modelos que analizan el efecto de los geosintéticos como parte del firme</i> .....	2-58
2.2.5 <i>Criterios para la utilización de geosintéticos como parte integrante de un pavimento</i> .....	2-76
2.2.6 <i>Evaluación del coste efectivo de los geosintéticos</i> .....	2-79
2.2.7 <i>Puesta en obra</i> .....	2-80
2.3 Ensayos de laboratorio para el estudio de la reflexión de grietas ....	2-88
2.3.1 <i>Ensayos de adherencia</i> .....	2-90
2.3.2 <i>Ensayos de fatiga simulando cargas de tráfico</i> .....	2-101
2.3.3 <i>Ensayos de fatiga térmica</i> .....	2-106
2.3.4 <i>Ensayos combinados de carga de tráfico y tensiones térmicas</i> .....	2-108

<b>3.</b>	<b>Definición de los procedimientos empleados para analizar el comportamiento de un geosintético como elemento antirremonta de fisuras</b> .....	<b>3-113</b>
3.1	Selección de los materiales.....	3-113
3.1.1	<i>Betunes en la zona de interfase</i> .....	3-114
3.1.2	<i>Geosintéticos</i> .....	3-114
3.1.3	<i>Mezcla bituminosa</i> .....	3-115
3.2	Definición de los ensayos a realizar.....	3-116
3.2.1	<i>El efecto de la temperatura en los geosintéticos</i> .....	3-116
3.2.2	<i>Ensayos de adherencia</i> .....	3-120
3.2.3	<i>Ensayos antirremonta de fisuras</i> .....	3-129
<b>4.</b>	<b>Efecto de la temperatura en el comportamiento y deterioro de los geosintéticos</b> .....	<b>4-135</b>
4.1	Evolución de la temperatura superficial de los geosintéticos al someterlos a calentamiento.....	4-135
4.2	Efecto de la temperatura en las dimensiones de los geosintéticos.....	4-136
4.3	Modificación de la resistencia mecánica por efecto de la temperatura.....	4-139
<b>5.</b>	<b>Determinación de la adherencia en función de la tipología de la zona de intercapa</b> .....	<b>5-143</b>
5.1	Proceso de fabricación de las probetas.....	5-143
5.2	Tipo de fallo en función del geosintético empleado.....	5-144
5.3	Validez del procedimiento de ensayo.....	5-146
5.4	Análisis de resultados.....	5-151
5.4.1	<i>Análisis de la tensión de adherencia en función de la variación del contenido de ligante</i> .....	5-151
5.4.2	<i>Influencia del tipo de ligante</i> .....	5-156
5.4.3	<i>Análisis de resultados en función del proceso de fabricación</i> .....	5-159
5.4.4	<i>Análisis de la adherencia en función del geosintético utilizado</i> .....	5-161
5.5	Aplicación del ensayo dinámico de adherencia.....	5-163
<b>6.</b>	<b>Ensayo antirremonta de fisuras</b> .....	<b>6-167</b>
6.1	Características de la probeta de ensayo.....	6-167
6.2	Características del ensayo.....	6-169
6.3	Criterio de rotura.....	6-172
6.4	Influencia del sistema antirremonta en la durabilidad.....	6-177

6.5	Influencia de la dotación de riego de adherencia en la durabilidad .....	6-194
6.6	Influencia del solape en una geomalla de poliéster .....	6-196
<b>7.</b>	<b>Conclusiones .....</b>	<b>7-199</b>
7.1	Conclusiones parciales .....	7-199
7.2	Conclusiones generales .....	7-200
7.3	Futuras líneas de investigación .....	7-201
	<b>Referencias.....</b>	<b>203</b>
	<b>Anexo I: Mezclas bituminosa y betunes, características técnicas y almacenamiento .....</b>	<b>215</b>
A)	Características y almacenamiento de la mezcla bituminosa .....	215
B)	Características y almacenamiento de betunes .....	217
	<b>ANEXO II: Características de los geosintéticos.....</b>	<b>221</b>
A)	Geosintéticos utilizados durante el estudio.....	221
B)	Caracterización a tracción de las geomallas.....	236
	<b>ANEXO III: Fabricación de probetas ensayo de adherencia.....</b>	<b>243</b>
a)	Procedimiento discontinuo de fabricación de probetas .....	244
b)	Procedimiento continuo de fabricación de probetas.....	247
	<b>ANEXO IV: Procedimientos de fabricación de probetas antirremonte .....</b>	<b>249</b>
a)	Fabricación de probetas con la interposición de un geotextil.....	250
b)	Fabricación de probetas con interposición de geomalla.....	250
c)	Fabricación de probetas con interposición de betún .....	250
d)	Fabricación de probetas con interposición de sami.....	250
e)	Fabricación de probetas con solape .....	253
	<b>ANEXO V: Resultados de los ensayos de adherencia.....</b>	<b>255</b>
	<b>ANEXO VI: Resultados de los ensayos dinámicos .....</b>	<b>265</b>
a)	% fijo de betún residual .....	265
b)	% variable de betún residual .....	268
	<b>ANEXO VII: Secuencia de rotura de probeta durante el ensayo dinámico .....</b>	<b>271</b>

<b>ANEXO VIII: Análisis estadístico</b> .....	<b>277</b>
a) Análisis de normalidad .....	277
b) Comparación de dos muestras: test de hipótesis.....	279
c) Análisis de varianza (ANOVA) .....	283
d) Selección de ajuste polinómico del ensayo de adherencia dinámico ....	286

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 2.1	Mecanismo de reflexión de grietas (Nunn, 1989).....	2-12
Figura 2.2	Reflexión de grietas por origen térmico, (Lytton, 1989).....	2-13
Figura 2.3	Tensiones térmicas y de rotura de una mezcla bituminosa (Pérez y del Val, 1994) .....	2-13
Figura 2.4	Tensiones de flexión y corte provocadas por el paso de una rueda sobre una grieta (Lytton, 1989).....	2-14
Figura 2.5	Modos de desplazamientos de la grieta .....	2-16
Figura 2.6	Movimientos que propagan la fisura en una carretera, (Colombier, 1997) .....	2-17
Figura 2.7	Apertura de la grieta debida a variaciones de temperatura. Adaptado de Florence (2005).....	2-17
Figura 2.8	Apertura de la grieta por efecto de las cargas del tráfico. Adaptado de Florence (2005).....	2-18
Figura 2.9	Curva de velocidad de propagación de fisuras por fatiga adaptado de Callister (2002).....	2-22
Figura 2.10	Tratamientos antirremontes en función de los movimientos del firme, (Fonseca, 1995).....	2-26
Figura 2.11	Tratamiento antifisuras que actúan sobre el firme, (Fonseca, 1995) .....	2-27
Figura 2.12	Malla de doble torsión reforzada con alambre circular.....	2-33
Figura 2.13	Malla de doble torsión reforzada con alambre plano torsionado .	2-33
Figura 2.14	Malla exagonal .....	2-34
Figura 2.15	Disposición del geotextil en el firme (Barazzone, 2000) .....	2-45
Figura 2.16	Entramado de fibras de un geotextil tejido (Piegari, 2005) .....	2-46
Figura 2.17	Entramado de fibras de un geotextil no tejido (Piegari, 2005) .....	2-46
Figura 2.18	Ensayo de retención de betún en un geotextil en un horno .....	2-52
Figura 2.19	Ensayos de permeabilidad realizados a testigos que incluían geotextiles (Marienfeld y Guram, 1999).....	2-56
Figura 2.20	Curva de respuesta del geotextil impregnado con betún al variar la velocidad de aplicación de carga (Montestruque y Martins, 2001) .....	2-58
Figura 2.21	Viga de ensayo con dos cargas centradas, Lytton (1989) .....	2-59
Figura 2.22	Tipo de fallo que se produce de acuerdo al modo de desplazamiento de Button y Lytton (1987) y Lytton (1989).....	2-59
Figura 2.23	Disminución del espesor de la capa de recubrimiento por el uso de un geotextil Predoehl (1990).....	2-61
Figura 2.24	Efecto del geotextil en el proceso de reflexión de grietas, (Button, 1989) .....	2-62

Figura 2.25	Factor de intensidad de tensiones.....	2-65
Figura 2.26	Representación esquemática de $m$ , (Molenaar y Nods, 1996) ....	2-66
Figura 2.27	Relación entre $J_R$ y velocidad de velocidad de la grieta (Cleveland <i>et al.</i> , 2002) .....	2-68
Figura 2.28	Bucle de ciclos de carga-deformación (Cleveland <i>et al.</i> , 2002)....	2-69
Figura 2.29	Bucle para carga-deformación para probetas reforzadas con geosintéticos (Cleveland <i>et al.</i> , 2002) .....	2-69
Figura 2.30	Relación entre el Factor de refuerzo y la velocidad de crecimiento de la grieta (Cleveland <i>et al.</i> , 2002).....	2-70
Figura 2.31	Parámetros de $A$ y $n$ para distintos geosintéticos analizados, (Cleveland <i>et al.</i> , 2002).....	2-73
Figura 2.32	Extensión de una geomalla .....	2-84
Figura 2.33	Equipo mecánico de instalación de geosintéticos, (Marienfeld y Guram, 1999) .....	2-85
Figura 2.34	Paso de vehículos por sobre una geomalla instalada.....	2-86
Figura 2.35	Movimiento de vehículos sobre el geosintético durante el proceso de extensión de la mezcla .....	2-87
Figura 2.36	Colocación de mezcla sobre geosintético .....	2-88
Figura 2.37	Ensayo de corte directo de Leutner (Molenaar 1993).....	2-90
Figura 2.38	Ensayo de corte para muestras con geotextil en la zona de intercapa. Grzybowska, Wojtowicz, y Fonferko (1993) .....	2-91
Figura 2.39	Ensayo de viga con carga centrada tipo estática. Grzybowska, Wojtowicz, y Fonferko (1993) .....	2-92
Figura 2.40	Ensayo de corte de cuatro puntos, (de Bondt, 1999).....	2-92
Figura 2.41	Dispositivo LPDS, (Canestrari <i>et al.</i> , 2005) .....	2-93
Figura 2.42	Ensayo de corte del Laboratorio de Caminos de Barcelona.....	2-93
Figura 2.43	Dispositivo empleado en el ensayo de corte del CEDEX, (Fernández, 2005) .....	2-94
Figura 2.44	Dispositivo de mordaza utilizado en el ensayo de corte .....	2-95
Figura 2.45	Esquema del ensayo ASTRA (Canestrari <i>et al.</i> , 2005).....	2-95
Figura 2.46	Confección de probetas para el ensayo BTD, (Palma <i>et al.</i> , 2002) .....	2-96
Figura 2.47	Montaje del ensayo BDT sobre la máquina de tracción, (Garrote, 2006) .....	2-97
Figura 2.48	Probeta de ensayo de disco compacto, (Wagoner <i>et al.</i> , 2005)...	2-98
Figura 2.49	Ensayo a tracción directa de la probeta prismática, (Garrote, 2006) .....	2-99
Figura 2.50	Diagrama de carga-deformación para diferentes sistemas de intercapa, mediante ensayo de tracción indirecta, (Tschegg <i>et al.</i> , 1998) .....	2-100
Figura 2.51	Montaje de los rodamientos sobre muestra de ensayo .....	2-100

Figura 2.52	Inicio de rotura del testigo bajo la carga de la cuña .....	2-101
Figura 2.53	Aplicación de carga: Modo cortante Modo flexión.....	2-102
Figura 2.54	Esquema de viga de carga cíclica, (Pardo y Canata, 2002) .....	2-104
Figura 2.55	Representación esquemática de la disposición del ensayo, (Sobhan <i>et al.</i> , 2004)) .....	2-105
Figura 2.56	Esquema de la probeta ensayo del LCS. Adaptado de Torres <i>et al.</i> (2007) .....	2-106
Figura 2.57	Diagrama del ensayo ITT (Cleveland <i>et al.</i> , 2002) .....	2-107
Figura 2.58	Localización de la grieta de falla en el ensayo ITT.....	2-107
Figura 2.59	Esquema del montaje de la cuna de ensayo (Dumas y Vecoven, 1993) .....	2-108
Figura 2.60	Ensayo del Centro de Investigación de Carreteras de Bélgica..	2-109
Figura 2.61	Esquema del ensayo para estudiar la eficiencia de los sistemas de intercapa.....	2-110
Figura 2.62	Vista esquemática del ensayo de simulación d e grieta térmica .....	2-110
Figura 2.63	WRC instalado en máquina de ensayo de pista (Prieto <i>et al.</i> , 2007) .....	2-112
Figura 2.64	Diagrama de WRC y mecanismo simulador de movimiento vertical relativo .....	2-112
Figura 3.1	Detalle de sistema de sujeción y toma de temperatura.....	3-117
Figura 3.2	Probeta GM-3, geomalla de PVP envuelta en papel de aluminio .....	3-118
Figura 3.3	Disposición del geosintético durante el proceso de ensayo.....	3-118
Figura 3.4	Efecto de la temperatura sobre una geomalla de poliéster ensayada a 165º C.....	3-119
Figura 3.5	Probetas envueltas en papel de aluminio.....	3-119
Figura 3.6	Ensayo de tracción de una probeta de geosintético.....	3-120
Figura 3.7	Probeta empleada para evaluar la adherencia.....	3-121
Figura 3.8	Cuna empleada en el ensayo de adherencia .....	3-122
Figura 3.9	Montaje probeta, en máquina de ensayos.....	3-123
Figura 3.10	Ensayo de probeta completa .....	3-123
Figura 3.11	Forma de rotura en probeta completa .....	3-124
Figura 3.12	Etapas del ensayo de adherencia.....	3-125
Figura 3.13	Configuración del ensayo de probeta serrada.....	3-126
Figura 3.14	Desplazamiento máximo de la probeta serrada .....	3-126
Figura 3.15	Diagrama de carga-deformación de una probeta serrada .....	3-127
Figura 3.16	Adaptación de la cuna al ensayo dinámico .....	3-128
Figura 3.17	Momento de la rotura del ensayo de adherencia dinámico.....	3-128
Figura 3.18	Serrado de la probeta .....	3-130
Figura 3.19	Base y elemento distribuidor de cargas.....	3-131

Figura 3.20	Esquema de sollicitación a una probeta antirremorte .....	3-132
Figura 3.21	Montaje del ensayo dinámico .....	3-133
Figura 4.1	Variación de la temperatura de los geosintéticos, en estufa a 150 °C, durante 1 hora.....	4-136
Figura 4.2	Geotextil no tejido de polipropileno probeta GT-1 a 135 °C (ensayo Nº 1) .....	4-137
Figura 4.3	Geotextil no tejido de polipropileno probeta GT-1 a 165 °C (ensayo Nº 2) .....	4-137
Figura 4.4	Variación del volumen específico (1/ρ) de probetas de poliéster y polipropileno en exposición a temperatura.....	4-139
Figura 5.1	Fabricación discontinua .....	5-143
Figura 5.2	Rotura de una geomalla de poliéster con un geotextil ultraligero .....	5-144
Figura 5.3	Deslizamiento del lado apuesto a la aplicación del betún residual .....	5-145
Figura 5.4	Deslizamiento en el lado de la aplicación del betún residual.....	5-145
Figura 5.5	Rotura de una geomalla de fibra de vidrio.....	5-146
Figura 5.6	Análisis de normalidad Shapiro-Wills para diferentes contenidos de ligante.....	5-148
Figura 5.7	Límites máximos y mínimos de normalidad para la muestra de 0,40 kg/m <sup>2</sup> .....	5-149
Figura 5.8	Comportamiento de la geomalla GM-1 .....	5-152
Figura 5.9	Variación de la adherencia para las geomallas GM-2 y GM-4... 5-153	
Figura 5.10	Comportamiento a la adherencia sin geosintético en la intercapa: Referencia.....	5-154
Figura 5.11	Comportamiento a la adherencia de los geotextiles .....	5-155
Figura 5.12	Variación de la tensión de adherencia para distintos productos .....	5-155
Figura 5.13	GM-1: Comparación de la adherencia entre ambas emulsiones .....	5-157
Figura 5.14	Ensayo de referencia: comparación de la adherencia entre ambas emulsiones .....	5-158
Figura 5.15	GT-1: Comparación de la adherencia entre ambas emulsiones .....	5-158
Figura 5.16	Tensiones de adherencia para distintos tipos de emulsión, kg/m <sup>2</sup> .....	5-159
Figura 5.17	Fabricación continua.....	5-160
Figura 5.18	Influencia del proceso de fabricación en la adherencia .....	5-161
Figura 5.19	Gráfica comparativa de los esfuerzos máximos de cada material. Emulsión: ECR-3 .....	5-162

Figura 5.20	Gráfica comparativa de los esfuerzos máximos de cada material. Emulsión: Termoadherente.....	5-162
Figura 5.21	Posición de los dispositivos de medida LVDT.....	5-164
Figura 5.22	Representación unitaria de los registros de posición.....	5-164
Figura 5.23	Resultados del ensayo de adherencia dinámico.....	5-165
Figura 5.24	Influencia del contenido de ligante en la durabilidad.....	5-166
Figura 6.1	Posición del sistema antirremonte de fisuras.....	6-172
Figura 6.1	Posición del sistema antirremonte de fisuras.....	6-168
Figura 6.2	Dirección y ubicación de la futura fisura inducida.....	6-169
Figura 6.3	Elementos empleados para registrar la evolución del ensayo...	6-170
Figura 6.4	Registro de datos.....	6-170
Figura 6.5	Variación de la amplitud de una grieta en una mezcla con geotextil .....	6-171
Figura 6.6	Curva de rotura de una probeta antirremonte con un geotextil..	6-171
Figura 6.7	Representación del valor medio de la apertura de la grieta.....	6-172
Figura 6.8	Fisura alcanzando la superficie de la probeta.....	6-173
Figura 6.9	Diferenciación de las zonas del proceso de rotura. Curva de amplitud .....	6-174
Figura 6.10	Diferenciación de las zonas del proceso de rotura. Apertura de grietas .....	6-175
Figura 6.11	Desarrollo de la apertura de grieta en función de la interfase ...	6-176
Figura 6.12	Fotografía durante el ensayo dinámico. Ciclo 5000.....	6-178
Figura 6.13	Fotografía durante el ensayo dinámico. Ciclo 22.000.....	6-179
Figura 6.14	Curva del incremento de la amplitud de la grieta.....	6-179
Figura 6.15	Curvas de apertura de la grieta de la muestra de referencia.....	6-180
Figura 6.16	Grietas durante el ensayo dinámico geotextil Ciclo 35.000.....	6-180
Figura 6.17	Grieta principal durante el ensayo dinámico geotextil. Ciclo 85.000 .....	6-181
Figura 6.18	Desarrollo de la amplitud de la grieta con geotextil.....	6-182
Figura 6.19	Desarrollo para la apertura de la grieta para un geotextil.....	6-182
Figura 6.20	Grietas que se originan en un sistema con GM-1. Ciclo 10.000 .....	6-183
Figura 6.21	Grieta principal. GM-1. Ciclo 90.000.....	6-183
Figura 6.22	Desarrollo de la amplitud de la grieta (GM-1).....	6-184
Figura 6.23	Desarrollo de la apertura de grieta para GM-1.....	6-184
Figura 6.24	Grietas durante el ensayo de carga cíclica. Ciclo 36.000.....	6-185
Figura 6.25	Grieta principal durante el ensayo de carga cíclica. Ciclo 150.000 .....	6-186
Figura 6.26	Evolución de la amplitud de la grieta (GC-1).....	6-186
Figura 6.27	Curva de la evolución de la amplitud de apertura de la grieta (GC-1) .....	6-187

---

Figura 6.28	Grieta durante el ensayo. SAMI Ciclo 25.000 .....	6-188
Figura 6.29	Grietas al final del ensayo. SAMI Ciclo 91.000 .....	6-188
Figura 6.30	Incremento de la amplitud .....	6-189
Figura 6.31	Desarrollo de la apertura de la grieta. SAMI .....	6-189
Figura 6.32	Número medio de ciclos resistidos hasta la rotura.....	6-190
Figura 6.33	Gráfica de carga deformación de los diferentes geosintéticos ensayados .....	6-191
Figura 6.34	Curvas del ensayo de tracción para diferentes geomallas .....	6-193
Figura 6.35	Influencia del contenido de betún en la durabilidad en la muestra de referencia .....	6-195
Figura 6.36	Influencia del contenido de betún en la durabilidad de la geomalla GM-1 .....	6-195
Figura 6.37	Influencia del contenido de betún en la durabilidad en un geotextil GT-1 .....	6-196
Figura 6.38	Incremento de la amplitud de la grieta solape.....	6-197
Figura 6.39	Características de una rotura con solape de un geosintético ....	6-197
Figura 6.40	Comparativa de la GM-1 con y sin solape.....	6-198

**ÍNDICE DE TABLA**

Tabla 2-1	Valores de $n$ para mezclas bituminosas (Molenaar y Nods, 1996) .....	2-66
Tabla 2-2	Varios valores para A (Koerner, 1998) .....	2-67
Tabla 2-3	Valores de parámetros constantes para calcular la velocidad de crecimiento de la grieta .....	2-71
Tabla 2-4	Velocidad de la grieta en función de varios parámetros para distintos productos, adaptado de (Cleveland <i>et al.</i> , 2002).....	2-72
Tabla 2-5	Parámetros de A y $n$ para diferentes productos (Cleveland <i>et al.</i> 2002) .....	2-72
Tabla 2-6	Factor de eficiencia de la geomalla de poliéster (FEG), (Montestruque <i>et al.</i> , 2000) .....	2-76
Tabla 3-1	Identificación de los geosintéticos seleccionados para el estudio .....	3-114
Tabla 3-2	Características generales de la mezcla bituminosa .....	3-116
Tabla 3-3	Condiciones de ensayo.....	3-127
Tabla 3-4	Características de la carga del ensayo adherencia dinámico ....	3-129
Tabla 3-5	Características de la carga del ensayo antirremonte .....	3-133
Tabla 4-1	Disminución porcentual de área en función de la temperatura tras una hora de ensayo.....	4-138
Tabla 4-2	Efecto de la temperatura en las características mecánicas de un geosintético .....	4-140
Tabla 4-3	Variación del módulo secante, en función de la temperatura ....	4-141
Tabla 5-1	Formación de grupos de probetas para ensayo.....	5-147
Tabla 5-2	Geosintéticos seleccionados para el análisis .....	5-156
Tabla 5-3	Geosintéticos seleccionados para la influencia del tipo de ligante .....	5-160
Tabla 5-4	Resultados de los ensayos de adherencia dinámicos .....	5-165
Tabla 6-1	Soluciones ensayadas .....	6-177
Tabla 6-2	Cargas y módulos para diferentes deformaciones .....	6-192
Tabla 6-3	Resistencia a tracción de los geosintéticos para la deformación de la mezcla .....	6-193
Tabla 6-4	Dotaciones de ligante utilizadas en el estudio.....	6-194

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y ANTECEDENTES

La rehabilitación de un firme rígido o flexible es necesaria cuando en su superficie aparecen grietas que afectan la comodidad de los conductores o permiten el ingreso de agua a las capas inferiores, que aceleran el proceso de deterioro. Independientemente del tipo de firme, una de las técnicas habituales para devolverle sus características iniciales de servicio y detener el deterioro producido por efecto del agua, es la colocación de una capa de mezcla bituminosa sobre la capa existente.

Sin embargo, al cabo de un tiempo, las grietas existentes en el antiguo pavimento; se abrirán paso a través de la nueva capa de mezcla, originando un prematuro deterioro de ésta. Si las grietas superficiales coinciden con las de la antigua capa de pavimento, estamos en presencia del fenómeno conocido con el nombre grietas reflejas. Este reflejo es causado por las variaciones en la temperatura de las diferentes capas del firme y por el constante paso de vehículos.

Se han propuesto un gran número de soluciones para detener este proceso, aunque no se ha encontrado todavía una solución que se pueda considerar como definitiva. Lo que está claro es que los diferentes productos han permitido retrasar el fenómeno aunque no detenerlo.

Desde hace más de cuarenta años una de las técnicas que se está utilizando se basa en el empleo de geosintéticos. Es preciso indicar que en el mercado actual hay una gran variedad de productos de esta gama, con diferentes diseños y materiales constitutivos (poliéster, fibras de vidrio, polietileno, polipropileno, etc.), siendo su comportamiento muy distinto en función de los elementos indicados.

El saber como un geosintético reduce la velocidad de propagación de las grietas reflejas desde la capa inferior a la superior no está totalmente claro, pero investigaciones realizadas tanto en laboratorio como en campo han dado resultados prometedores con respecto al aumento de vida de los pavimentos rehabilitados con estos productos.

No obstante, todavía hay una cierta reticencia al uso generalizado de técnicas que empleen geosintéticos, cuando se busca que desempeñen la función de reducir la reflexión de grietas. Esto se debe en parte a algunas experiencias negativas, achacables en muchos casos a una mala puesta en obra o a que el geosintético empleado no era el más adecuado para este tipo de misión.

Aunque existe una normativa exhaustiva referente a las propiedades de los geosintéticos como tal, falta una normativa específica que regule su utilización como elemento antirremorte de fisuras.

Esta falta de procedimientos normalizados y especificaciones está retrasando el empleo de estos materiales en los campos anteriores, pero hay un interés generalizado y creciente por su uso tanto, como es lógico, por parte de los fabricantes como por parte de los ingenieros que trabajan en el proyecto y conservación de carreteras.

Aprovechando la experiencia y equipamiento del Laboratorio de Caminos en mezclas bituminosas y del nuevo laboratorio de caracterización de geosintéticos, LAGUC, en el año 2003 el Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) y el Laboratorio de Caminos de Santander (LCS) presentaron una solicitud de subvención de un proyecto de investigación a una convocatoria del Ministerio de Fomento para la concesión de ayudas para la realización de proyectos de investigación científica y desarrollo e innovación tecnológica, este proyecto de investigación se titulaba “Diseño, caracterización de materiales y procedimiento de puesta en obra de un sistema antirremorte de fisuras con geosintéticos en firmes con pavimento bituminoso. SAFI (Sistema Antirremorte de Fisuras)”. Al no obtener la ayuda solicitada se puso en marcha un convenio de colaboración con la empresa del sector Huesker S.A. para la realización del citado proyecto, lo cual permitió gracias al apoyo del Laboratorio de Materiales de la Universidad de Cantabria desarrollar el citado proyecto y la presente Tesis Doctoral.

En esta investigación se pretende reafirmar que un geosintético, utilizado como sistema antirremorte de fisuras, puede retrasar la aparición de fisuras reflejas, desde una capa de rodadura deteriorada hacia una capa de rehabilitación.

Para retrasar la propagación de las grietas transmitidas desde la capa inferior a la nueva capa hay en principio dos posibilidades empleando geosintéticos. La primera consiste en utilizar un geosintético de bajo módulo (geotextil), con lo que parte de las tensiones se disipan en esta capa. La otra posibilidad consiste en emplear un geosintético de alto módulo (geomalla), que aumenta la resistencia a la tracción de la mezcla limitando la apertura de las grietas. Se puede dar en otros casos una combinación de ambas posibilidades (geocompuestos).

Por todo lo anterior, se puede indicar que los geosintéticos, al reducir la concentración de tensiones sobre la capa superior o aumentar la resistencia de ésta a dichas tensiones, permitirá la prolongación de la vida en servicio de la vía renovada. Siguiendo esta línea, se han analizado los ensayos que actualmente existen para la caracterización de sistemas semejantes, y se han realizado las modificaciones oportunas, con el fin de definir un procedimiento de ensayo que permita la caracterización de este tipo de soluciones.

## **1.2 HIPÓTESIS**

La mayor eficacia de un sistema antirremorte de fisuras estará en función de las características del geosintético, de las dotaciones y tipo de ligante empleados para su colocación así como de su adecuada instalación.

## **1.3 OBJETIVOS**

Los objetivos buscados en esta investigación son:

- Determinar las variables de diseño que más afectan al comportamiento de este tipo de soluciones y en qué medida pueden detener o disminuir la velocidad de propagación de una grieta.
- Determinar cómo influye la temperatura en las características mecánicas de un geosintético en función de la tipología y de su composición.
- Definir los procedimientos de ensayo que permitan determinar cómo influye el tipo de geosintético y su forma de instalación (dotación de ligante y solape) en la durabilidad.
- Seleccionar los procedimientos de ensayo que permitan analizar para un geosintético dado la influencia del tipo de ligante y determinar la dotación óptima.

## **1.4 CONTENIDO DE LA TESIS**

Para alcanzar los objetivos planteados en ésta investigación, la tesis se ha estructurado en los siguientes capítulos:

En el primer capítulo se ha presentado la introducción y objetivos de esta investigación.

En el segundo capítulo, inicialmente se presenta un resumen del estado actual del conocimiento en el que se aborda el problema de la reflexión de grietas, su inicio y propagación, así como los sistemas empleados habitualmente para reducir su efecto y consecuencias, además se recogen consideraciones relativas a la mecánica de fractura. En una segunda parte se describen los distintos tipos de geosintéticos existentes en el mercado y cómo estos trabajan en el interior de un firme cuando se emplean como parte de un sistema antirremorte de fisuras. Posteriormente, se hace un repaso y descripción de distintos procedimientos de diseño que emplean geosintéticos y unas recomendaciones generales

sobre su instalación. Para finalizar se presenta una serie ensayos desarrollados por diversos investigadores, que tienen como finalidad simular los mecanismos que originan la reflexión de grietas, en función del tipo de firme y sistema de intercapa y que nos han servido como base para el desarrollo de otros nuevos presentados en esta investigación.

En el tercer capítulo se describen los criterios seguidos para la selección de los distintos materiales empleados en esta investigación. Además, se recoge el proceso seguido para fijar los procedimientos y las variables de ensayo.

En el cuarto capítulo se analiza el efecto de la temperatura sobre las propiedades mecánicas de los geosintéticos.

En el quinto capítulo se analiza como varía la adherencia en función del tipo y dotación de ligante utilizado y de la tipología de geosintético

En el sexto capítulo se evalúa el comportamiento del sistema antirremorte para: comparar los diferentes sistemas en función del tipo de geosintético, evaluar la influencia del contenido de ligante del riego de adherencia en la propagación de las fisuras y conocer la influencia que tiene el solape de una geomalla en el reflejo de las fisuras.

En el último capítulo se muestran las conclusiones de esta Tesis y las futuras líneas de investigación.

## **2. EL PROBLEMA DE LA REFLEXIÓN DE GRIETAS EN CARRETERAS: SISTEMAS EMPLEADOS PARA REDUCIR SUS EFECTOS**

Este capítulo recoge el estado del arte sobre el problema de las grietas reflejas en los diferentes tipos de firmes. Se ha subdividido en tres partes en las que se analizan respectivamente: la problemática de la fisuración en las carreteras, una breve descripción de los distintos geosintéticos utilizados para este fin y por último se da un repaso de los distintos ensayos que se emplean para analizar en laboratorio el comportamiento de los sistemas antirremonte de fisuras.

### **2.1 EL REMONTE DE FISURAS EN LAS CARRETERAS**

Uno de los actuales problemas que se presentan para las distintas administraciones encargadas del mantenimiento y rehabilitación de carreteras son los pavimentos que se encuentran afectados por la presencia de grietas y/o fisuras.

Además de las administraciones, este problema se traslada a los conductores que emplean las carreteras al ser afectados por el estado de las mismas en el momento que estas grietas comienzan a producir molestias en la conducción.

Las fisuras que se observan sobre la capa de rodadura se pueden deber a los deterioros estructurales del firme o deterioros superficiales.

Las fisuras producto de los deterioros estructurales corresponden a grietas longitudinales simples o múltiples, grietas parabólicas o erráticas y cuarteos en malla fina o gruesa. En el caso de deterioros superficiales tendremos grietas longitudinales o transversales.

#### **2.1.1 DIFERENTES TIPOS DE ESTRUCTURAS EN UN FIRME**

Los firmes son la superestructura de la carretera. Está compuesta por varias capas de materiales seleccionados, colocados sobre la explanada, para permitir la circulación en las debidas condiciones de seguridad y comodidad.

Esta superestructura deberá transmitir y distribuir esfuerzos del tráfico desde la parte superior (pavimento) hasta la parte inferior (explanada) para un período de diseño especificado. La superestructura debe repartir las presiones impuestas por el tráfico pesado, de forma que a la explanada sólo llegue una pequeña parte de aquellas, compatible con su

capacidad de soporte y además debe proteger a la explanada de la intemperie y en especial de las precipitaciones.

Los firmes deben proporcionar una superficie de rodadura segura, cómoda y de características permanentes que soporten las cargas del tráfico durante un período de tiempo determinado. Algunas de las principales características superficiales que los firmes deben reunir son una adecuada resistencia al deslizamiento, una buena regularidad superficial del pavimento tanto transversal como longitudinal, un reducido ruido de rodadura, unas propiedades de reflexión luminosa adecuadas, y un desagüe superficial rápido para evitar el hidroplaneo y proyecciones de agua a otros vehículos.

La estructura de un firme en un caso general está compuesta por un pavimento, una capa de base y una capa de sub-base.

El pavimento está constituido por una losa de hormigón o por una o dos capas de mezcla bituminosa, denominadas capa de rodadura y capa intermedia. El pavimento es la parte superior del firme y la que soporta directamente las sollicitaciones del tráfico, aportando además las características funcionales. Desde el punto de vista estructural debe absorber los esfuerzos horizontales y parte de los esfuerzos verticales.

La base es la capa del firme situada debajo del pavimento y su función es eminentemente resistente, absorbiendo la mayor parte de los esfuerzos verticales. Para tráfico mediano y ligero se utilizan las bases granulares de macadám o zahorra artificial, para tráfico pesado se emplean materiales tratados con un ligante o conglomerante hidráulico.

La sub-base es la capa situada debajo de la base y sobre la explanada, su función es proporcionar a la base un cimiento uniforme, además de poder tener una función drenante. Esta capa puede no ser necesaria con explanadas granulares de elevada capacidad de soporte. La sub-base puede estar constituida por gravas y arenas naturales o de machaqueo, suelos estabilizados con cemento, escorias cristalizadas de horno alto, etc.

Dependiendo de los tipos de superficie de rodadura, o de las características de la base o sub-base, los firmes se pueden clasificar, según la norma de rehabilitación de firmes 6.3.I.C., como: flexibles, semiflexibles, semirrígidos y rígidos, los tres primeros disponen en capa de rodadura un pavimento bituminoso.

### **2.1.1.1 Firme rígido**

Las estructuras del pavimento rígido consisten en una capa de hormigón hidráulico encima de una base granular o una base tratada con cemento y una sub-base. Para controlar

la aparición de grietas transversales, producto de la contracción térmica del hormigón durante su proceso de fraguado, se realizan juntas transversales a una distancia de entre 3 y 5 m y se utilizan pasadores para evitar el escalonamiento de las losas resultantes.

En el caso de pavimentos de hormigón en masa, las juntas se hacen sobre el hormigón durante el proceso de construcción, en forma mecánica mediante el serrado a una distancia específica y con una profundidad del orden de un tercio del espesor de la capa de hormigón. El objetivo es que la zona restante de la sección serrada se agriete después de la construcción. Este procedimiento se realiza para generar losas de una longitud uniforme, en vez de losas irregulares que se observan en caso de un agrietamiento incontrolado. Esto tiene la ventaja que acortamientos y alargamientos producto de la actividad térmica (de Bondt, 1999) en cada losa son por lo tanto limitados.

En el caso de pavimentos de hormigón armado, la armadura no tiene la misión fundamental de refuerzo sino la de “cosido” evitando que aparezcan fisuras de grandes dimensiones. En este caso se pueden espaciar mucho más las juntas e incluso se puede realizar un pavimento de tipo continuo.

### **2.1.1.2 Firme semirrígido**

Se consideran firmes semirrígidos los constituidos por materiales bituminosos en cualquier espesor sobre una o más capas tratadas con conglomerantes hidráulicos o puzolánicos, siendo el espesor conjunto de estos, igual o superior a 18 cm y con un comportamiento que garantice una contribución significativa a la resistencia estructural del conjunto.

Normalmente se han venido utilizando dos tipos de firmes semirrígidos. En el primero de los casos, la mezcla bituminosa tiene un espesor importante y comparte el papel estructural con la capa tratada con cemento. En el segundo tipo, los materiales tratados con cemento desarrollan la principal función resistente. Generalmente se disponen dos capas de estos materiales, aunque con tráfico medios o bajos se puede utilizar una capa única. La inferior suele ser un suelocemento y la superior de grava cemento, hormigón magro y en algunos casos se ha empleado hormigón compactado. El pavimento es de mezcla bituminosa y sus funciones principales son las de dotar al firme de unas características superficiales adecuadas y de la necesaria impermeabilidad.

Los materiales tratados con cemento se clasifican en función de las características del material granular utilizado y de la resistencia alcanzada por la mezcla a una determinada edad. La resistencia depende, esencialmente, del contenido de cemento, por lo que también se puede clasificar en función de éste, salvo en el caso del suelocemento, en donde el tipo de suelo tiene también gran influencia.

### **2.1.1.3 Firmes semiflexibles y flexibles**

Los firmes flexibles son los constituidos por capas granulares no tratadas y material bituminoso en un espesor inferior a 15 cm. Si el espesor de los materiales bituminosos sobre capas granulares no tratadas iguala o supera los 15 cm, los firmes se consideraran como semiflexibles. El campo de aplicación de este tipo de firmes, según la norma española de dimensionamiento, abarcaría desde tráfico ligero a pesados.

### **2.1.2 ORÍGENES DE LAS FISURAS EN LOS FIRMES**

#### **2.1.2.1 Causas que provocan las fisuras**

Varios investigadores han intentado explicar las causas que provocan la fisuración en un firme, por lo que los criterios de clasificación de éstas dependen de las normativas y del tipo de materiales que cada país utilice para la construcción de sus firmes. Una forma de clasificarlos es a través de cinco grupos, (Colombier, 1997).

1. Las fisuras por fatiga: se originan cuando la calzada sufre un tráfico acumulado que supera el límite de sollicitaciones para el que está diseñado. Este tipo de grietas puede afectar a todas las capas de la estructura o solo a la capa de rodadura.
2. Las grietas de retracción: se originan si una capa continua sufre una retracción restringida. Una fisura de retracción puede aparecer cuando la adherencia de esta capa con la de base sea lo suficientemente elevada para que se transmitan sollicitaciones que superen la resistencia a tracción de la capa superior. Este fenómeno se puede producir como consecuencia de las retracciones producidas en la base cementada o por efecto de retracciones térmicas producto de las condiciones medioambientales.
3. Grietas por asentamientos del firme: se originan por los asentamientos y pueden ser causadas por una reducción de capacidad portante de la explanada, a una consolidación de las capas cuando éstas son compresibles o están mal compactadas, a un deslizamiento de terreno o a una deformación del suelo producida por una helada.
4. Las grietas de construcción: tienen su origen en los errores cometidos en el diseño del firme o en el proceso de construcción.
5. Las grietas por envejecimiento: el envejecimiento de los betunes combinado con las variaciones térmicas puede también ser el origen de las fisuras. El envejecimiento de los materiales bituminosos es más severo en la superficie y tiene como consecuencia

un aumento del módulo de rigidez y una disminución de la capacidad para liberar las tensiones.

### ***2.1.2.2 Formas de las fisuras en los firmes***

Las fisuras que se observan sobre la capa de rodadura se pueden deber a deterioros estructurales del firme o deterioros superficiales.

Las fisuras producto de los deterioros estructurales corresponden a grietas longitudinales simples o múltiples, grietas parabólicas o erráticas y cuarteos en malla fina o gruesa. En el caso de deterioros superficiales tendremos grietas longitudinales o transversales.

### ***2.1.2.3 Tipo y evolución de la fisura de acuerdo al tipo de firme***

#### a) Firmes rígidos

El agrietamiento se puede definir como una separación de las losas de un pavimento en dos o más partes debido a las grietas.

Las grietas pueden clasificarse por su origen, su orientación respecto del eje de la vía, su ubicación dentro de la losa y su forma; por lo anterior, se tienen entre las principales grietas, las longitudinales, que pueden deberse a una anchura excesiva de la losa, a la falta de juntas longitudinales o a una mala ejecución y a una inadecuada capacidad de soporte de las capas inferiores. Las grietas transversales se suelen deber al espaciamiento inadecuado entre juntas, en cuyo caso se desarrollan en la parte media de la losa.

Otras ubicaciones de grietas como diagonales o en las esquinas, se pueden deber a una baja capacidad de soporte de las capas inferiores. La humedad excesiva en el borde de la losa, sumado a un exceso de cargas, origina la grieta de borde.

Las grietas sinuosas son grietas que discurren como una serpiente y generalmente se producen a partir de una grieta transversal. Pueden ser debidas a los asentamientos de una explanada inestable, a problemas de drenaje o por fallo de los rellenos en las zanjas de servicios.

Las grietas tipo piel de cocodrilo son grietas interconectadas que forman una red de diferentes tamaños, geoméricamente similares a la piel de un cocodrilo y suelen deberse a fatiga del pavimento.

## b) Firmes semirrígidos

Las fisuras producidas en un firme semirrígido son similares a las comentadas en el firme rígido, pero la fisuración que sistemáticamente aparece en la superficie de este tipo de firme, y que se produce de forma prácticamente irremediable a no ser que empleemos mezclas bituminosas de gran espesor, es debida al efecto de la retracción de la base por y su posterior movimiento. Este fenómeno es consecuencia de la combinación de diferentes factores, tales como:

- Las variaciones de temperatura de tipo estacional, que dan lugar a movimientos horizontales como consecuencia de los acortamientos y alargamientos experimentados por las losas.
- Las variaciones diarias de temperatura, generalmente producidas entre el día y la noche, que dan lugar a la existencia de gradientes térmicos en las losas que pueden provocar su deformación por combado.
- Las cargas de tráfico pesado, que originan movimientos verticales diferenciales de los bordes de las fisuras al pasar de una losa a otra.

## c) Firmes flexibles y semiflexibles

Las fisuras producidas en un pavimento flexible son originadas por las cargas del tráfico y por los movimientos asociados a las variaciones climáticas (fisuración térmica). Un ejemplo de grietas asociadas al paso de una rueda son las grietas longitudinales y las pieles de cocodrilo, mientras que las grietas asociadas a los movimientos son las grietas transversales que son regularmente observadas en pavimentos flexibles en climas cálidos; éstas son debidas a acortamientos restringidos causados por una caída nocturna de temperaturas o se corresponden con variaciones estacionales de temperatura.

En un documento presentado por Pérez y del Val (1994), se indican los tipos de fisuras que pueden producirse en las capas de rodadura de mezclas bituminosas como consecuencia de las variaciones de temperatura. En dicho documento se describe la existencia de dos tipos básicos de fisura que normalmente se asocian a causas de origen térmico: la fisuración por retracción térmica y la fisuración por fatiga térmica.

En dicho documento se señala que la primera ocurre en climas muy fríos, donde el progresivo enfriamiento de la mezcla bituminosa provoca la contracción del material. Al estar ésta adherida a las capas inferiores se producen en su superficie tensiones de tracción. Si estas tensiones superan la resistencia del material a esa temperatura, se provoca una microfisuración en la superficie que irá evolucionando de arriba hacia abajo. La fisura térmica comienza a presentarse cuando el material alcanza una temperatura inferior a los - 7 °C.

La fisuración por fatiga térmica se presenta en zonas de gran variación diaria de temperatura. Estos ciclos térmicos inducen tensiones de tracción en la superficie, muy inferiores a la resistencia del material, pero pueden provocar su fatiga de manera similar a las que produce el tráfico. Aunque su frecuencia de aplicación es muy inferior, las tensiones provocadas por los ciclos térmicos son notablemente superiores a las originadas por el tráfico. El rango de temperaturas donde predomina la fatiga térmica está comprendido entre 20 °C y -7 °C pero en este rango las resistencias a tracción de la mezcla son muy superiores a las tensiones inducidas, (Pérez y del Val, 1994).

Según el Consejo de Directores de Carretera de Iberia e Iberoamérica (2002) la aparición de las grietas longitudinales y transversales se encuentran asociadas al uso de ligantes muy duros o envejecidos y a diferencias térmicas del orden de 30 °C. La rotura en malla cerrada, llamada comúnmente “piel de cocodrilo”, se encuentra asociada a ligantes duros, deflexiones excesivas de la capa de rodadura y a un drenaje inadecuado en sitios aislados.

### **2.1.3 MECANISMOS QUE ORIGINAN LA REFLEXIÓN DE GRIETAS**

La reflexión de grietas o fisuración refleja se puede definir (Francesio, 2002) como la discontinuidad que aparece en la capa asfáltica que se coloca sobre un pavimento con fisuras. Es una prolongación ascendente de la grieta que presentaba la capa inferior y no es debida al fallo de la propia estructura del firme.

La rotura por tracción de una capa asfáltica se puede describir como lo indica Francesio (2002). Se inicia como consecuencia de la progresiva fatiga de la mezcla al conectarse entre sí las microfisuras, que progresan hasta que se abre la capa en su plano inferior, luego esa discontinuidad asciende por el plano vertical y cuando llega a la superficie se pone en evidencia. El fallo en una mezcla asfáltica se localiza en la película del ligante que recubre y une las partículas, que se abrirá o posiblemente se “despegará” en la interfase ligante-árido.

Los mecanismos que intervienen en el origen de la reflexión de grietas son similares a los que originan las grietas en los pavimentos: las cargas del tráfico y los cambios de temperaturas entre periodos estivales, gradientes diarios de temperatura, además de variaciones de humedad en la explanada.

Cada una de estas causas originará una serie de movimientos (horizontales y/o verticales) que afectarán en menor o mayor medida a cada uno de los diferentes tipos de firme existentes.

En las que se observan los tres mecanismos de reflexión de grietas, presentados por Nunn (1989).

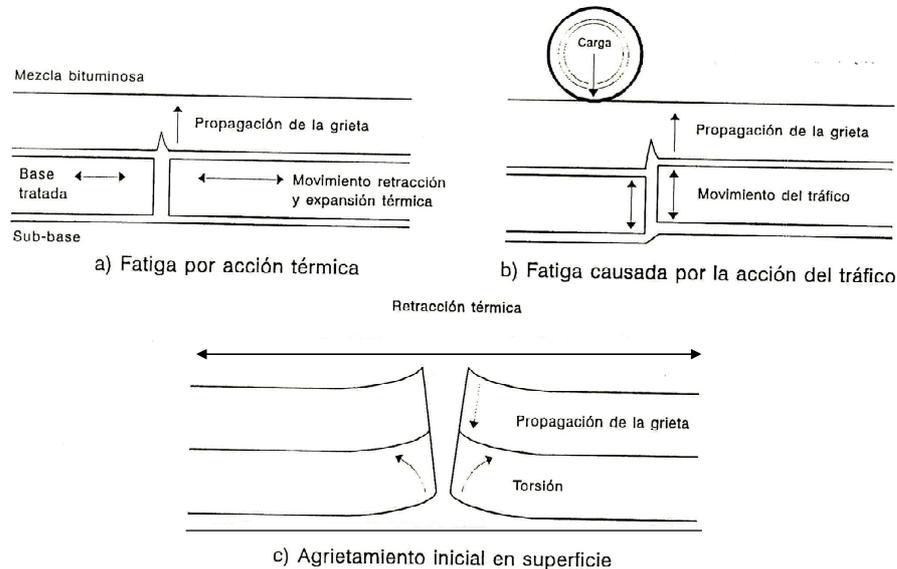


Figura 2.1 Mecanismo de reflexión de grietas (Nunn, 1989)

Sin embargo, de Bondt (1999) señala que hay otros motivos iniciadores de fisuras reflejas, que no serán analizados en esta investigación, pero a modo de resumen se puede indicar que son grietas producidas por asientos diferenciales, o por contracción del suelo. La primera causa es típica de pavimentos apoyados sobre suelos blandos, mientras que un buen ejemplo para la segunda causa es el agrietamiento debido a contracción por una pérdida de la humedad.

### 2.1.3.1 Reflexión de grietas de origen térmico

Lytton (1989) señala que un cambio de temperatura en la nueva capa de pavimento puede hacer crecer el tamaño de la grieta refleja, agrietando la nueva capa tanto en su parte superior como en la inferior. En el primero de los casos, según se señala en la Figura 2.2 en el punto A, se origina por una tensión de origen térmico, que provoca el crecimiento de la grieta desde la superficie hacia abajo. En el segundo de los casos, señalado en el punto B de la misma figura, en el antiguo pavimento se produce una contracción y un alabeo, que provoca un esfuerzo en la fibra inferior del pavimento nuevo incrementando las tensiones de tracción, lo que origina un aumento de la grieta desde la parte inferior hasta a la superior.

La variación de temperatura en un pavimento ocurre muy lentamente en periodos de horas o de días. La rigidez con la que responde el pavimento nuevo y el viejo es muy baja

entre 1.000 y 10.000 veces más bajo que el módulo que exhibe el material sometido a las cargas del tráfico (duración de la sollicitación muy pequeña).

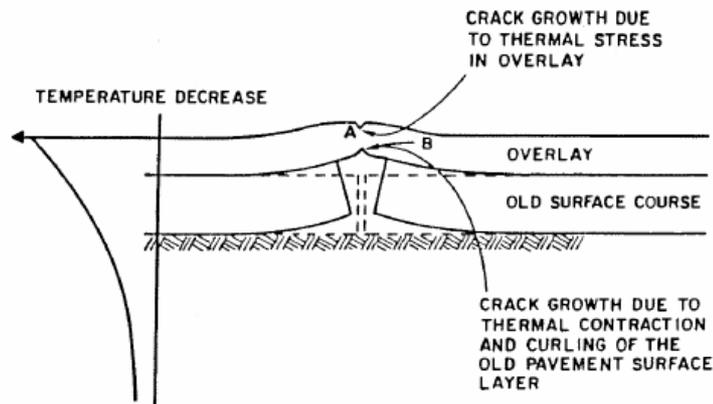


Figura 2.2 Reflexión de grietas por origen térmico, (Lytton, 1989)

Según Jacob (1993) cuando las tensiones térmicas superan la resistencia de la capa superior las grietas se transmiten. En la Figura 2.3, se presentan las tensiones térmicas y las tensiones de rotura de una mezcla asfáltica en función de la temperatura.

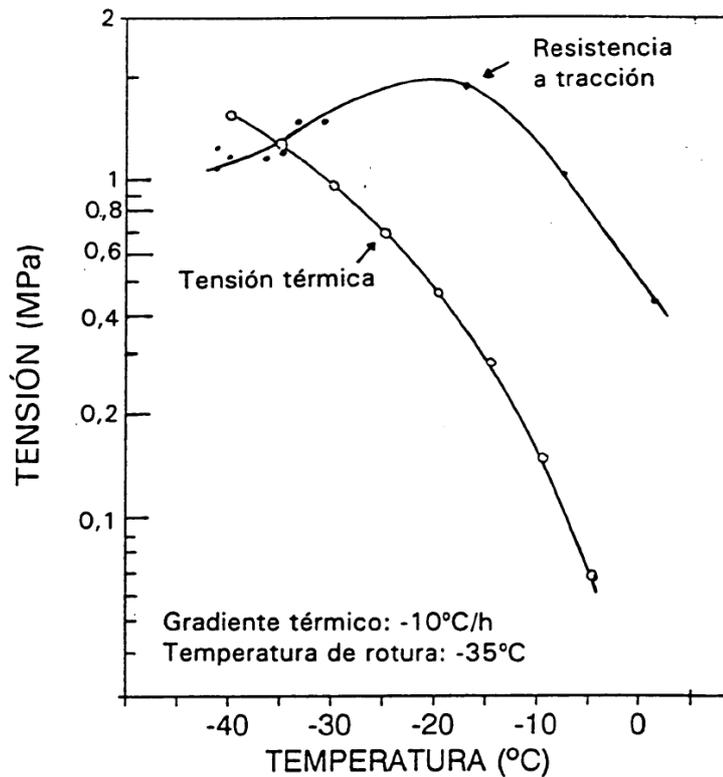


Figura 2.3 Tensiones térmicas y de rotura de una mezcla bituminosa (Pérez y del Val, 1994)

### 2.1.3.2 Reflexión de grietas por las cargas del tráfico

Las cargas del tráfico producen una flexión del pavimento provocando unas tensiones radiales de compresión en la fibra superior y de tracción en la inferior. Cuando el nivel de deflexión de la nueva capa supera el valor de diseño, la grieta subirá rápidamente a través de ésta.

Lytton (1989) señaló que la carga del tráfico genera tres puntos de alta concentración de tensiones en el borde de la grieta del pavimento antiguo, según muestra la Figura 2.4.

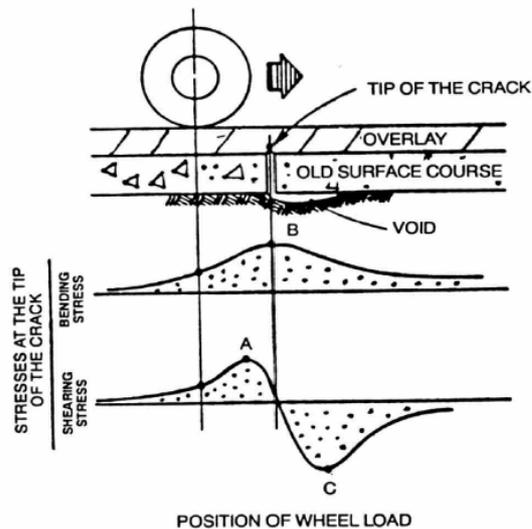


Figura 2.4 Tensiones de flexión y corte provocadas por el paso de una rueda sobre una grieta (Lytton, 1989)

En el punto A, se presenta una tensión cortante máxima; en el punto B existe un máximo momento flector y en el punto C se tendrá nuevamente una máxima tensión cortante pero de signo contrario.

Estas tensiones ocurren en un periodo muy corto de tiempo, del orden de 0,05 seg. Cada movimiento del pavimento produce un aumento pequeño en la longitud de la grieta en el nuevo pavimento. Con el aumento de las cargas, se incrementa la magnitud del movimiento, aumentando el crecimiento de la grieta en forma proporcional, y la reflexión de la grieta aparece rápidamente en la superficie del pavimento, (Cleveland *et al.*, 2002).

Los investigadores no están de acuerdo con que las cargas sean predominantes en la generación de grietas, pero sí en que las propagan.

Lo que sí está claro, según señala Kim y Buttlar (2002), es que el reflejo de la grieta es favorecido por las cargas del tráfico. Éstas producen altos niveles de tensión y

deformación en el pavimento nuevo, justo sobre la grieta existente en el pavimento a rehabilitar. La discontinuidad en el pavimento existente reduce la rigidez a flexión de la sección rehabilitada y crea una concentración de tensiones. Cuando estas tensiones exceden la resistencia de la mezcla del nuevo pavimento, la grieta se inicia y se propaga.

Algunos autores consideran que el efecto más importante se obtiene por la abertura de las grietas (modo I), mientras que otros consideran que las tensiones cortantes producidas por una transferencia de carga entre los dos bordes de la grieta, cortante (modo II), son más perjudiciales. Éstas de todos modos no son las únicas que pueden considerarse. También habrá micro-fisuras causadas por una mala compactación, variaciones de humedad en los suelos, y cambio del material empleado en la explanada.

#### **2.1.4 ANÁLISIS DE LA REFLEXIÓN DE GRIETAS MEDIANTE LA MECÁNICA DE FRACTURA**

Previo a hacer algunas consideraciones referentes a la teoría de la mecánica de fractura es conveniente recordar que los materiales según su forma de fractura se pueden considerar como: dúctiles y frágiles.

Esta clasificación está basada en la capacidad del material para experimentar deformaciones plásticas. Los materiales dúctiles exhiben normalmente una mayor deformación plástica con una muy alta absorción de energía antes de la fractura. Por otro lado, la rotura frágil presenta poca o ninguna deformación plástica con poca absorción de energía en el proceso de rotura.

La fractura dúctil es siempre preferida por dos causas: en primer lugar, la fractura frágil ocurre en forma súbita y catastrófica sin ningún síntoma previo; esto es consecuencia de la propagación rápida y espontánea de la grieta. Además, para el caso de fractura dúctil, la presencia de deformación plástica es un síntoma de que la fractura es inminente, siendo posible tomar medidas preventivas. En segundo lugar, para inducir la fractura dúctil se requiere más energía de deformación ya que los materiales dúctiles generalmente son más tenaces.

La tenacidad se puede definir como la capacidad para absorber energía durante la deformación. Cuando un material es blando, se deforma y el material que rodea la grieta también, lo que retarda su propagación y aumenta su tenacidad. En el caso de materiales duros, el material no se deforma, por lo que las grietas disponen de mucha más energía para propagarse.

La tenacidad puede ser evaluada tal como lo indica Palma *et al.*, (2002), a través de ensayos de tracción directa en los cuales se determina la energía específica de fractura,  $G_f$ , a través de las curvas que relacionan la carga con la deformación.

$$G_f = \frac{\int_0^{\Delta_{m\acute{a}x}} P(\Delta) \cdot d\Delta}{H \cdot D} \quad 2-1$$

Donde:

- $G_f$  Energía específica de fractura.  
 $P(\Delta)$  Carga en función del desplazamiento.  
 $\Delta$  Desplazamiento aplicado a la probeta de ensayo.  
 $H$  Altura total del área resistente de la probeta.  
 $D$  Diámetro de la probeta.

#### 2.1.4.1 Modos de rotura

La Mecánica de Fractura permite la cuantificación de la relación entre propiedades de los materiales, los niveles de tensión, la presencia de defectos que producen grietas y los mecanismos de propagación de las grietas.

Dependiendo de la orientación espacial entre la dirección de actuación del esfuerzo exterior y el plano de una fisura, se definen tres modos de rotura en fractura (Figura 2.5):

- Modo I, o de tracción, en el que el esfuerzo es perpendicular al plano de la fisura.
- Modo II, o de cortante, en el que el esfuerzo es paralelo al plano de la fisura y perpendicular a su frente.
- Modo III, o de torsión, en el que el esfuerzo es paralelo al plano de la fisura y paralelo a su frente.

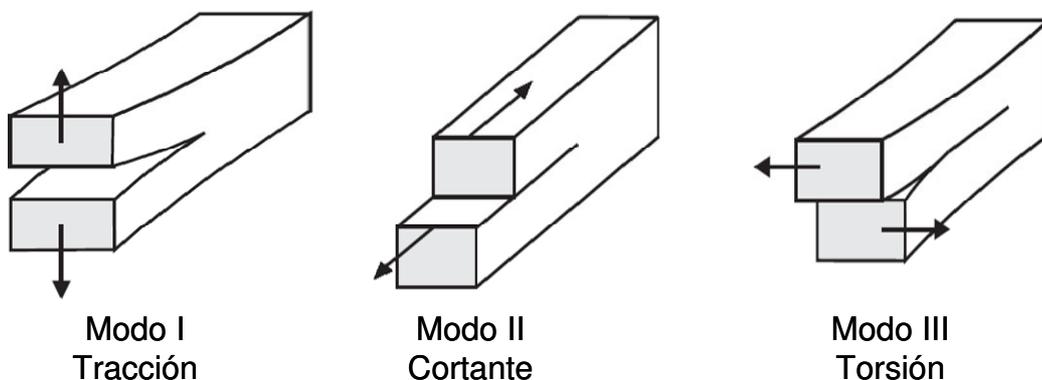


Figura 2.5 Modos de desplazamientos de la grieta

Colombier (1997) relaciona los distintos modos de apertura de grietas con los que se producen habitualmente en una carretera, Figura 2.6.

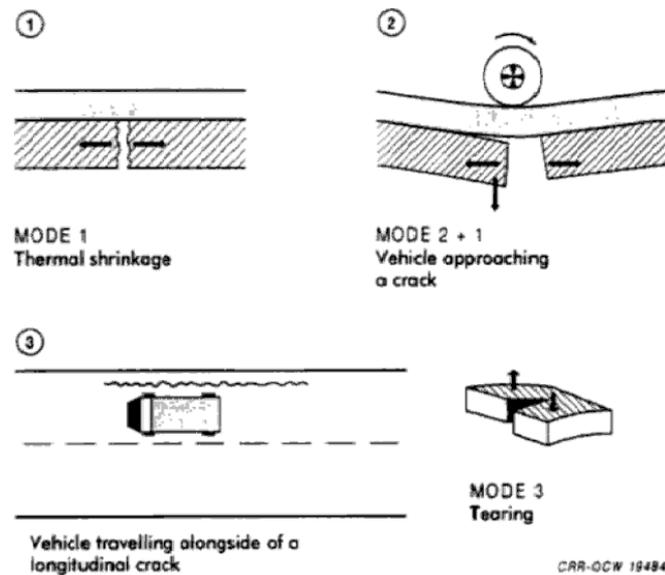


Figura 2.6 Movimientos que propagan la fisura en una carretera, (Colombier, 1997)

El desplazamiento de la grieta debido a esfuerzos de tracción producidos por cambios térmicos correspondería al modo I, Figura 2.7.

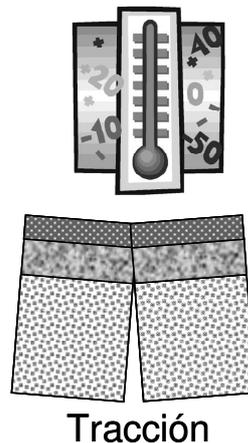


Figura 2.7 Apertura de la grieta debida a variaciones de temperatura. Adaptado de Florence (2005)

Para las cargas de tráfico se tiene un efecto combinado entre los modos de desplazamientos, I y II. Esto se debe a que al aproximarse la rueda de un vehículo a la fisura, se provoca un desplazamiento vertical del pavimento antes de llegar a la fisura (modo II), luego un desplazamiento horizontal al momento en que la rueda se encuentra sobre los

labios de la grieta (modo I) y un nuevo desplazamiento vertical cuando la carga deja de estar sobre la grieta (modo II).

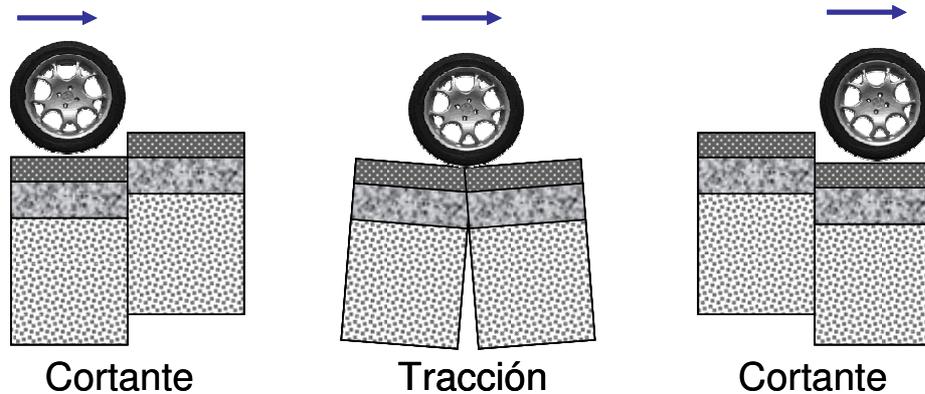


Figura 2.8 Apertura de la grieta por efecto de las cargas del tráfico. Adaptado de Florence (2005)

El modo III se presenta, tal como lo indica Colombier (1997), cuando un vehículo pasa al lado de una grieta longitudinal existente.

#### 2.1.4.2 Criterios para evaluar la propagación de la grieta en un material elástico - lineal

En la década de los años 20 Griffith, A. propuso una teoría para explicar la discrepancia existente entre la resistencia cohesiva teórica y la resistencia a la fractura observada. Esta diferencia podía ser explicada por la presencia de grietas microscópicas muy pequeñas que siempre existen en la superficie y en el interior de una pieza de material. Estos defectos actúan en detrimento de la resistencia a la fractura, ya que una tensión puede ser amplificada o concentrada en la punta del defecto, en un grado que depende de la orientación de la grieta y de la geometría.

Una manera fácil de evaluar la fuerza en el borde de la grieta es a través del  $K$ , que para una placa plana infinita se encuentra en el modo I, viene dada por la expresión:

$$K = \sigma\sqrt{a\pi} \quad 2-2$$

Donde:

- $K$  Factor de intensidad de tensiones.
- $\sigma$  Sollicitación exterior aplicada.
- $a$  Dimensiones del defecto.

El factor de intensidad de tensiones define por sí solo el estado tensional y de deformaciones en el entorno del frente de una fisura.

El primer criterio de rotura en fractura elástico-lineal establece que la fisura se propagará en forma inestable o brusca cuando en su crecimiento el factor de intensidad de tensiones actuante alcance un valor crítico. Este valor crítico resulta ser una característica de cada material, (Gutiérrez-Solana *et al.*, 1996).

Una segunda forma de evaluar las condiciones de rotura se tiene bajo consideraciones de energía. Este criterio establece que una fisura crece en forma rápida o inestable cuando la energía liberada en su propagación iguala o supera a la energía consumida en el avance de la misma; es decir, cuando la propagación hace que disminuya la energía almacenada del sistema.

Por lo tanto, la condición de rotura se puede expresar de la siguiente forma:

$$\frac{d(W_F - U)}{da} = \frac{dE_r}{da} \quad 2-3$$

Donde el primer término representa la energía liberada por unidad de longitud de avance de fisura siendo  $W_F$  el trabajo realizado por las fuerzas de sollicitación para deformar la pieza y  $U$  la energía de deformación almacenada en ella. El segundo término corresponde a la energía gastada en la rotura del material, siendo  $E_r$  la resistencia que opone.

Cuando ambos miembros de la igualdad se expresan como energía por unidad de área de fisura creada, el primer miembro recibe el nombre de tasa de liberación de energía,  $G$ , y el segundo se puede asimilar a la energía necesaria para generar la unidad de área de fisura que es propia de cada material, asociada a la energía de generación de nuevas superficies libres.

Para el caso particular analizado, la solución analítica de la tasa de liberación de energía para condiciones de tensión plana conduce a la siguiente relación:

$$G = \frac{\pi\sigma^2 a}{E} \quad 2-4$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del material.

Por lo tanto  $G$  se puede expresar en función de  $K$  mediante la siguiente expresión:

$$G = \frac{K^2}{E} \quad 2-5$$

La Mecánica de la fractura elástica lineal describe y predice correctamente el comportamiento en fractura de materiales frágiles. Con esta teoría al aproximarse al borde de la grieta, las tensiones tienden a infinito. Esta situación teórica se resuelve con la presencia de una zona plástica en el fondo de la grieta.

Cuando la zona plástica no es despreciable en comparación con el tamaño de la muestra, el problema se vuelve no-lineal. Para modelar la zona de plástica, de acuerdo con Gettu y Shah (citado por Fonseca, 1995), los modelos se tipifican como modelo de fisura cohesiva y modelos de fisura efectiva.

Los modelos de fisura cohesiva son aplicables cuando la zona en proceso de fractura es grande, comparada con la longitud de la grieta o con las dimensiones de la muestra. En los modelos de grieta cohesiva se simula la zona de fractura por un conjunto de fuerzas en los bordes de la grieta que tienden a cerrar la misma. Entre otros modelos se pueden mencionar los de Dugdale, de grieta ficticia, de Barenblatt, de grieta en banda y el modelo de presión singular de cerrado, (Fonseca, 1995).

Los modelos de fisura efectiva, se utilizan cuando la zona de proceso de fractura no es muy grande comparada con la estructura o el espécimen analizado, en este caso se evalúa la respuesta de la muestra lejos de la punta de la grieta, mediante una grieta elástica equivalente, cuya punta se localiza en algún lugar dentro de la zona de fractura, en lo que se conoce como la equivalencia de campos lejanos. Dentro de esta categoría se pueden considerar: el modelo de la curva R, modelo de dos parámetros de fractura y el método de efecto tamaño.

#### ***2.1.4.3 Criterios para evaluar la propagación de la grieta en un material elástico no lineal (MFEP)***

En aquellos materiales en que por su tenacidad y ductilidad la zona plástica se extiende de forma importante al frente de una fisura, el crecimiento de la misma, y por tanto la rotura, ya no puede justificarse porque el factor de intensidad de tensiones alcance un valor crítico, dado que este parámetro no justifica en estas condiciones el estado tensional en su entorno, (Gutiérrez-Solana *et al.*, 1996). Por lo anterior, son dos los parámetros que más se emplean en el análisis de la zona plástica, el CTOD, o apertura de la fisura en su frente inicial y la integral de contorno J.

El concepto de apertura en el frente de fisura o CTOD (Crack Tip Opening Displacement) aparece tras la observación de que durante el proceso de carga de materiales elasto-plásticos fisurados se va enromando de forma creciente el frente de grieta.

La integral J define el cambio de energía para una apertura diferencial de grieta. Posee la propiedad de caracterizar biunívocamente el estado tensional y deformacional en el entorno del frente de la fisura de un material elasto-plástico y, en consecuencia, es un parámetro muy utilizado para caracterizar la fractura en régimen elasto-plástico. Así la integral J se utiliza como criterio de rotura, considerando que un material con un defecto dado iniciará su proceso de fractura cuando la integral J alcance un valor crítico. Según Cleveland *et al.* (2002), este criterio es más universal que el factor de intensidad y que la tasa de liberación de energía. Para realizar esta afirmación se basaron en Broek (1984), quien señaló que hay plasticidad apreciable en la zona del extremo de la grieta.

#### **2.1.4.4 Propagación de fisuras empleando la ley de Paris**

Se entiende por fatiga el deterioro de un material debido a la aplicación de una tensión variable a lo largo del tiempo, que acorta su vida al generar un proceso de fisuración creciente.

El comportamiento a fatiga del material se puede comprender a partir de las curvas que relacionan el incremento de la fisura por ciclo y la variación del factor de intensidad de tensiones.

La velocidad de propagación de la grieta es una función no solo del nivel de tensión y tamaño de la misma sino también de las variables del material (Callister, 2002). Matemáticamente, esta velocidad puede expresarse en función del factor de intensidad de tensiones K y toma la forma:

$$\frac{da}{dN} = A(\Delta K)^n \quad 2-6$$

Conocida como ley de Paris. Los parámetros  $A$  y  $n$  son constantes para un determinado material, y dependen también del medio, la frecuencia y el cociente de tensiones.

Además  $\Delta K$  es la variación de la intensidad de tensiones en la punta de la grieta, " $a$ " es la longitud de la fisura y  $N$  número de ciclos de carga. Por lo que  $da/dN$  representa el incremento de la longitud de la grieta en el ciclo de carga  $N$ . La relación, entre las variables anteriores, se representa, en escala doblemente logarítmica, en la Figura 2.9.

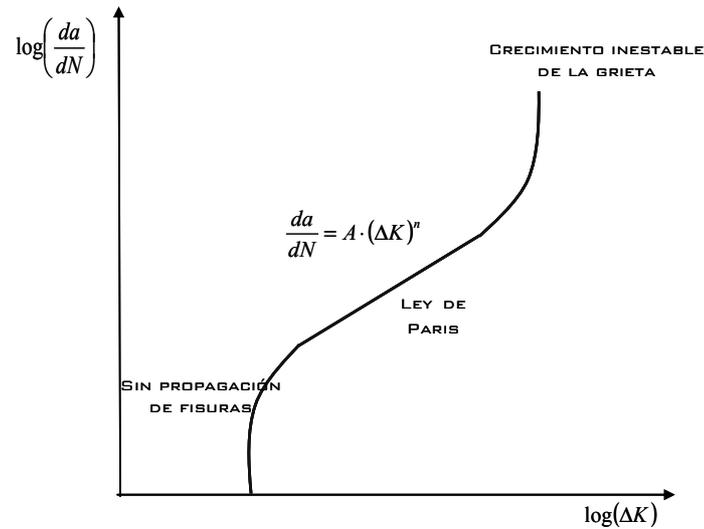


Figura 2.9 Curva de velocidad de propagación de fisuras por fatiga adaptado de Callister (2002)

La curva se puede dividir en tres zonas. En la zona I las grietas preexistentes no crecerán con las cargas cíclicas. La zona II está asociada con un crecimiento acelerado de la grieta, y en la que se produce la rotura en un corto número de ciclos.

La curva es básicamente lineal en la zona II, lo cual es consistente con la ecuación anterior. Esto se puede confirmar si se toman logaritmos a ambos lados de la expresión.

$$\text{Log}\left(\frac{da}{dN}\right) = \text{Log}[A \cdot (\Delta K)^n] \Rightarrow \text{Log}\left(\frac{da}{dN}\right) = n \cdot \text{Log}\Delta K + \text{Log}A \quad 2-7$$

Si reordenamos la ecuación de velocidad de propagación de la grieta, despejando  $dN$  nos queda:

$$dN = \frac{da}{A(\Delta K)^n} \quad 2-8$$

Con lo cual podemos desarrollar una expresión analítica para determinar la vida a fatiga ( $N_f$ ) del material, obteniéndose a través de la integración de la ecuación anterior.

$$N_f = \int_0^{N_f} dN = \int_{a_0}^{a_c} \frac{da}{A(\Delta K)^n} \quad 2-9$$

Los límites de la segunda integral son el tamaño de grieta inicial  $a_0$ , el cual puede medirse utilizando técnicas de examen no destructivas, y la longitud crítica de una grieta  $a_c$  determinada a partir de la medida de la tenacidad de la fractura (Callister, 2002).

Para el caso de materiales elástico no-lineales, la ley de Paris se puede relacionar con la integral de contorno  $J$ .

$$\frac{da}{dN} = A^*(J)^{n^*} \quad 2-10$$

La mecánica de fractura usa el factor de intensidad de tensiones ( $K$ ) como el parámetro que controla la progresión de la grieta de fatiga. Su uso con la ley de Paris fue demostrada a través de varios estudios que pueden ser aplicables en mezclas asfálticas. Sin embargo, su validez requiere la existencia de una grieta afilada que domina el proceso de propagación, monopolizando la disipación de energía en su extremo (Montestruque *et al.*, 2000). Esta situación está desarrollada en el apartado Modelo de propagación de grietas de Cleveland.

### 2.1.5 PROCESO DE FATIGA EN MEZCLAS BITUMINOSAS

El agrietamiento por fatiga es uno de los fallos de mayor incidencia en los mecanismos de deterioro de los firmes asfálticos.

En la evaluación del comportamiento de las mezclas ante la fatiga hay varios aspectos que han sido considerados como posibles fallos o limitaciones en su valoración.

- La influencia de los procedimientos de ensayo.
- La influencia de la interpretación de resultados y del criterio de fallo.
- La relación del comportamiento a fatiga de las mezclas bituminosas con su composición o con otras propiedades mecánicas que faciliten su valoración.

Se entiende por fatiga el deterioro producido por la repetición periódica de una sollicitación de magnitud inferior a la de rotura o por deformaciones cíclicas, que dan lugar a una reducción del módulo de rigidez y, dependiendo del tipo de material, puede dar lugar a la acumulación de deformaciones permanentes y fisuraciones.

Los materiales bituminosos que conforman el firme de una carretera están sujetos a cargas de corta duración cada vez que un vehículo pasa. En el laboratorio, este proceso se simula sometiendo a las probetas de mezcla bituminosa a sollicitaciones cíclicas y registrando el número de aplicaciones que la probeta es capaz de soportar hasta inducirle el fallo.

La determinación del comportamiento y el establecimiento de las leyes de fatiga de las mezclas bituminosas, se basan en ensayos dinámicos de laboratorio, que permiten conocer la evolución de las propiedades de la mezcla al incrementar el número ciclos de aplicados.

---

Uno de los ensayos normalizados para estudiar este efecto es el ensayo de fatiga a Flexotracción Dinámica (UNE-EN 12697-24:2006).

El ensayo de flexotracción dinámica consiste en someter a una probeta prismática apoyada en sus extremos y solicitada en el centro, a un desplazamiento que varía en el tiempo según una función sinusoidal.

Este ensayo no considera el efecto termodinámico asociado al aumento de temperatura de la mezcla producto de la transformación de la energía visco-elástica correspondiente a cada ciclo de carga.

El ensayo consiste en someter a cada probeta a solicitaciones cíclicas con una amplitud fija (inferior a su resistencia máxima a tracción), determinando el número de ciclos hasta la rotura. Este procedimiento se repite en otras probetas con diferentes amplitudes máximas. Los resultados habitualmente se presentan en un diagrama que relaciona el logaritmo de la tensión o deformación, con el logaritmo del número N de ciclos hasta la rotura para cada una de las probetas.

Para este tipo de ensayos no existe un único criterio de fallo, debido a que el deterioro del material se va produciendo en forma progresiva y continúa. Se pueden destacar los siguientes criterios:

a) Criterio Clásico:

Uno de los criterios para definir el estado de fallo es el denominado "criterio clásico" que establece que la probeta ha fallado cuando su rigidez inicial se ha reducido a la mitad.

El ensayo de flexo-tracción puede reducir a la mitad la rigidez de la probeta a través de dos procedimientos, controlando la carga o la deformación. Si el ensayo es de carga controlada, el fallo se producirá cuando la deformación inducida alcance un valor igual al doble de la impuesta al inicio del proceso; por otro lado, si el ensayo es de deformación controlada, el fallo se producirá cuando la carga requerida para mantener la deformación impuesta se reduzca a la mitad.

b) Criterio de daño:

El criterio de daño por fatiga se fundamenta en el hecho de que el fallo de las mezclas no se produce de forma brusca, sino que el daño se va produciendo progresivamente, siendo necesario definir un grado de deterioro a partir del cual se considera que la probeta ha fallado.

c) Criterio de energía disipada:

La energía disipada por ciclo es cuantificada como el área dentro del bucle de histéresis esfuerzo-deformación. Esta energía decrece a medida que se incrementa el número de ciclos en un ensayo de fatiga controlando la deformación; mientras que la energía por ciclo aumenta con el número de ciclos para ensayos en que se controla la carga.

Otros criterios que se podrían considerar serían:

- Criterio basado en la relación de energía.
- Criterio de la deformación de rotura.
- Criterio de Al-Khateeb y Shenoy.

### **2.1.6 MÉTODOS PARA LA REDUCCIÓN DE GRIETAS REFLEJAS**

Hay varios métodos para reducir la presencia de las grietas reflejas: se puede actuar en la capa existente de pavimento, se puede actuar sobre la interfase o modificar las características de la capa de rehabilitación. Todos estos procedimientos o la combinación de de estas alternativas, no evitan que se produzca el proceso de la reflexión, pero sí reducen la velocidad de avance de las grietas reflejas.

Para disminuir la influencia de las grietas existentes en un pavimento bituminosos se puede realizar un tratamiento en la superficie del mismo (sellado de grietas, fresado superficial, etc.). Para el caso de un pavimento de hormigón, se puede realizar un serrado de juntas y reparación de las grietas, realizar un fresado en la superficie o fracturar y asentar las losas de hormigón. Además de las técnicas anteriores se debe considerar que si la base del firme está tratada con cal o cemento, el problema de reflexión de grietas se debería abordar desde el momento de su diseño, por lo que se deben realizar actuaciones que mitiguen su influencia.

Para actuar en la zona de interfase entre la capa existente y la nueva, se han desarrollado innumerables procedimientos de mitigación que se basan en la construcción de capas aliviadoras de tensiones o deformaciones, en las que se emplean diferentes materiales y procedimientos de puestas en obra.

Las acciones en la capa superior de rehabilitación van desde el aumento del espesor de la mezcla y la utilización de polímeros, hasta la inclusión de fibras en la mezcla. El objetivo de estas intervenciones es mejorar la resistencia a las cargas del tráfico y ampliar el rango de temperatura en las que la mezcla puede mantener sus características de deformación y flexibilidad.

Los sistemas empleados para evitar la reflexión de grietas se pueden clasificar desde dos puntos de vista, el primero, consiste en considerarlos como técnicas que actúan directamente sobre los elementos estructurales donde se producen las grietas (tratamientos para atenuar la reflexión de grietas), y el segundo considerarlos como las técnicas que actúan sobre los mecanismos que provocan el agrietamiento (temperatura, cargas de tráfico, pandeo y alabeo de losas), (Fonseca, 1995).

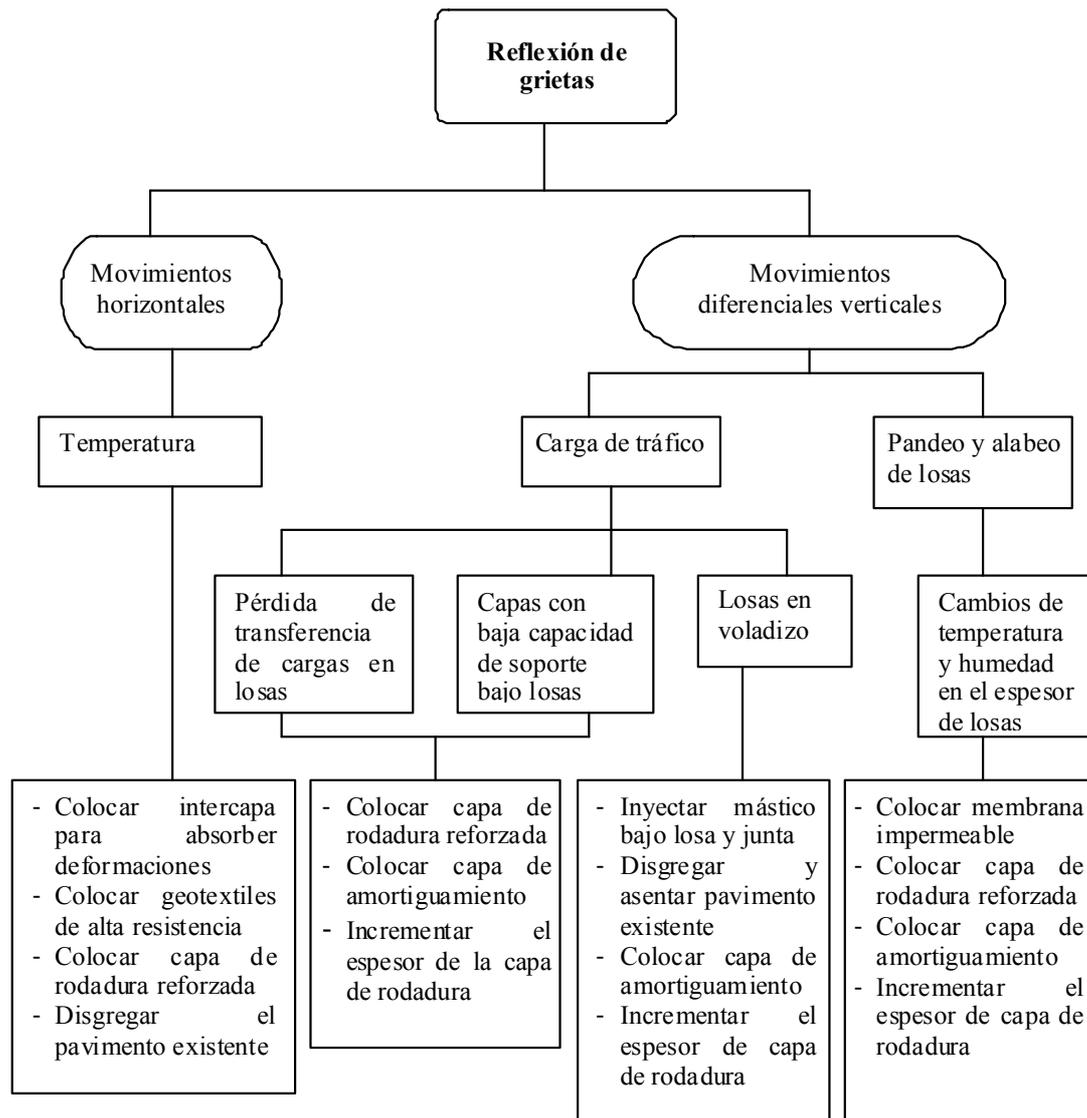


Figura 2.10 Tratamientos antirremontes en función de los movimientos del firme, (Fonseca, 1995)

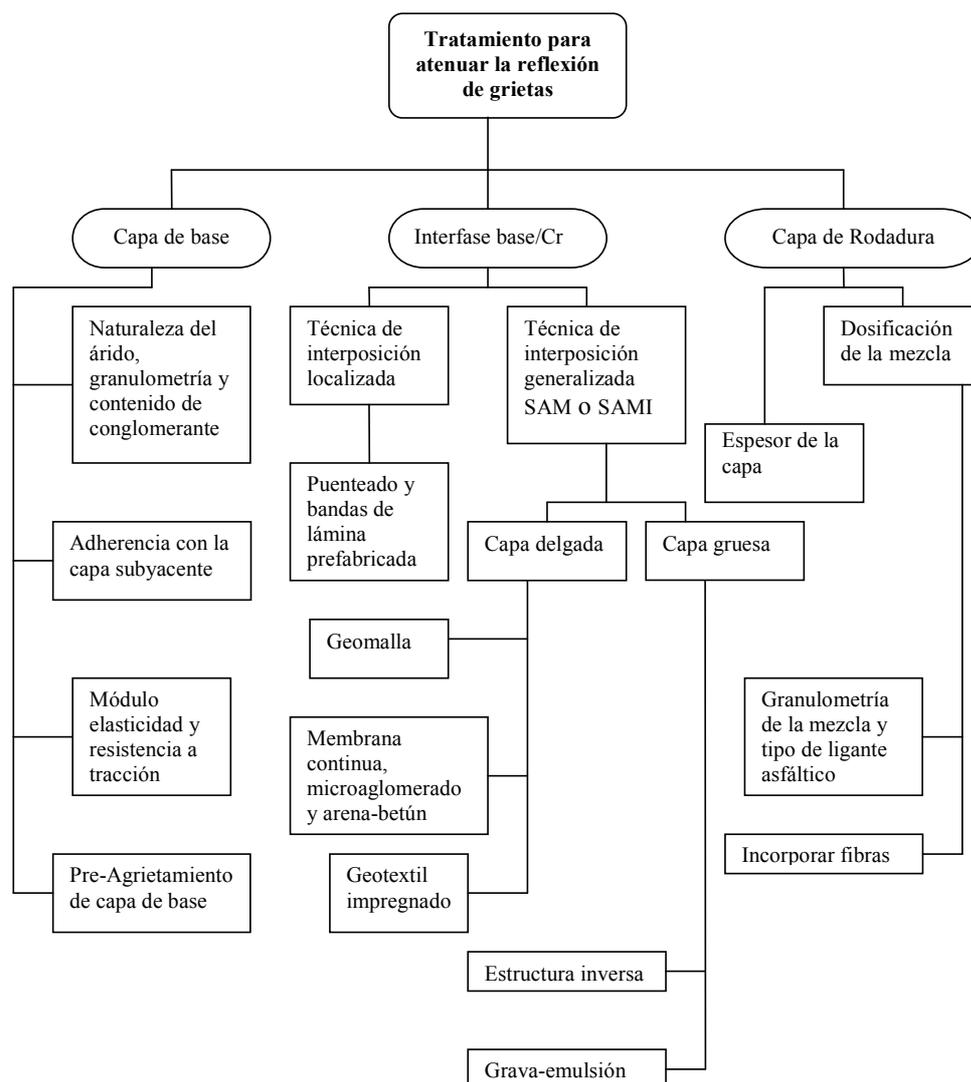


Figura 2.11 Tratamiento antifisuras que actúan sobre el firme, (Fonseca, 1995)

Cleveland *et al.* (2002) cita a Roberts *et al.* (1996), e indica que los sistemas antirremonte de fisuras se basan en 4 tipos de actuaciones:

- Incrementar el espesor de la mezcla de la capa rehabilitación.
- Modificar el diseño de la mezcla asfáltica de recubrimiento.
- Reparar las grietas y/o juntas existentes.
- Realizar tratamientos especiales en la superficie existente.

Cada una de estas formas de intervenir para reducir la grieta refleja se puede subdividir además en diferentes técnicas que están diseñadas específicamente para atenuar el reflejo de las mismas. Para realizar una breve descripción de los distintos sistemas antirremonte se utilizará una combinación de las clasificaciones presentadas por Von Quintus

(2007) y Laveissiere (2002) que involucran las principales fases de intervención que se pueden utilizar para mitigar el reflejo de grietas y que se pueden concretar en las siguientes:

- Aumentar del espesor de la capa de recubrimiento.
- Modificar las características de la mezcla bituminosa.
- Reforzar la capa de recubrimiento.
- Actuar en la zona de intercapa.
- Prevención y tratamientos de la superficie del pavimento existente.
- Control de juntas existentes.
- Combinar de diferentes metodologías.

Está claro que este fenómeno no se puede detener ya que hasta ahora no existe un sistema que permita actuar y atenuar todos mecanismos que producen la generación de grietas reflejas.

#### ***2.1.6.1 Aumentar el espesor del nuevo recubrimiento bituminoso***

Una de las técnicas más importantes empleadas en la capa de rodadura ha consistido en aumentar el espesor de la mezcla bituminosa que la forma. Con el incremento del espesor se consigue que la propagación de la grieta recorra un camino más largo antes de alcanzar la superficie del pavimento; por otro lado, con un aumento de espesor se disminuyen las sollicitaciones que se transmiten a la parte inferior de la capa. Con esta técnica no se evita la propagación de la fisura, solo se prolonga el tiempo de aparición. Lo que sí es innegable es que un espesor mayor supone una protección al reducir las variaciones de temperatura a nivel de la fisura y por tanto reduce la amplitud del movimiento de apertura y cierre debido a los cambios de temperatura.

Diversas especificaciones europeas fijan como rango de espesores mínimos valores que oscilan entre los 15 y 20 cm. De todas formas el espesor de la capa dependerá de una serie de factores entre los que se pueden destacar el tipo de pavimento (mezcla bituminosa u hormigón), tipo de deterioro, condiciones climáticas, y por último las cargas de tráfico, (Sherman, 1982).

En el caso de pavimentos semirrígidos (más sujeto a las variaciones térmicas), un aumento del grosor le permitirá también desempeñar el papel de pantalla térmica y en consecuencia limitar los movimientos de la capa tratada.

Estudios franceses concluyen que con espesores de 8 cm la fisura refleja aparece en un período de 5 años. Si se desea aplazar la aparición de la fisura a 8 años se requerirá un espesor de 20 cm, (Pardo y Canata, 2002).

Este tipo de solución requiere espesores muy elevados lo que resulta muy poco atractivo desde el punto de vista económico.

### **2.1.6.2 Modificación en las características de la mezcla bituminosa**

Teniendo en cuenta que los movimientos horizontales y verticales causan la reflexión de grietas, se puede considerar que un recubrimiento bituminoso más flexible podrá resistir mayores niveles de tensión no produciendo la fractura de la mezcla.

Los áridos juegan, en este caso, un papel menor aunque interesan áridos que se adhieran bien al betún empleado y que tengan un coeficiente de dilatación térmica bajo.

El tipo de betún y su porcentaje juegan un papel mucho más importante en el comportamiento de la capa. Se debe procurar utilizar el mayor porcentaje de betún posible y que éste tenga características elásticas. Así podrá soportar las deformaciones de apertura y cierre, especialmente a baja temperatura, será más resistente a la fatiga y permitirá que algunas fisuras abiertas durante el invierno se cierren en el verano. Cuando se utiliza un porcentaje de betún elevado tiende a disminuir el coeficiente de rozamiento interno y es posible que se puedan formar roderas, por ello hay que emplear un contenido que favorezca la flexibilidad sin producir deformaciones permanentes.

La propagación de fisuras dentro de la capa de rodadura del firme también se puede reducir actuando sobre:

- El tipo de ligante bituminoso de la mezcla (naturaleza, penetración, viscosidad, susceptibilidad térmica, etc.).
- Modificando las características de la mezcla bituminosa por la incorporación de fibras sintéticas (polipropileno o poliéster), acrílicas, vidrio, acero, y el uso de fibras de caucho de neumático.

La incorporación de fibras a la mezcla asfáltica presenta ventajas sobre una mezcla convencional: produce una mezcla más elástica, más resistente a la tracción y a la fisuración, que posee mayor tenacidad disminuyendo así su fragilidad aumentando su flexibilidad.

Las dos actuaciones más importantes para minimizar el agrietamiento reflexivo son el aumento de la resistencia a tracción de la mezcla y el aumento de la flexibilidad de la misma, pero logrando un equilibrio entre ambas. El uso de betunes más dúctiles, por ejemplo, mejorará la flexibilidad pero afectará adversamente a la estabilidad de la mezcla por lo que el pavimento será susceptible a deformaciones permanentes. Por otro lado, el uso de betunes más duros aumentará la resistencia a tracción de la mezcla, pero esta será más susceptible a la fisuración por efecto de la fatiga.

a) Betunes de baja viscosidad

En general no se recomienda el uso de betunes de baja viscosidad debido a su propensión a sufrir blandones y ahuellamiento.

b) Betunes modificados

Esta técnica consiste en mejorar las características mecánicas de los betunes; es decir, su resistencia a las deformaciones para resistir mejor los efectos producidos por el clima y el paso de los vehículos.

A altas temperaturas de servicio puede que el ligante llegue a reblandecerse, facilitando la deformación de la mezcla (ahuellamiento). El riesgo de aparición de estas deformaciones es aún mayor en pavimentos sometidos a la circulación de vehículos pesados. De manera generalizada y sin tener en cuenta otros factores que pueden influir, se puede disminuir la probabilidad de aparición de estas deformaciones aumentando la rigidez del ligante mediante el empleo de un betún más duro.

Por otro lado, a temperaturas de servicio bajas, el ligante se vuelve relativamente rígido y va perdiendo poder de resistencia frente a las sollicitaciones, volviéndose frágil y siendo susceptible de fisuración. El grado de susceptibilidad a la fisuración está relacionado con la dureza del asfalto y su capacidad para absorber las sollicitaciones inducidas por el tráfico. Disminuyendo la dureza del asfalto, se minimizará el riesgo de fallo por fragilidad.

Los objetivos que se persiguen con la modificación de los betunes, es contar con ligantes más viscosos a temperaturas elevadas para reducir las deformaciones permanentes (ahuellamiento), de las mezclas que componen las capas de rodadura, aumentando su rigidez sin que ello suponga un problema desde el punto de vista de la fisuración producida por efecto de las bajas temperaturas y de la fatiga. Es decir se pretende contar con un ligante más rígido y a la vez más elástico y con mejores características adhesivas.

Aunque en una mezcla bituminosa el betún sea minoritario en proporción, sus propiedades pueden influir de manera significativa en su comportamiento. El tipo de mezcla será el que, en gran medida, determine la contribución hecha por el ligante a todo el conjunto.

Teniendo en cuenta lo comentado anteriormente, para lograr un comportamiento global satisfactorio de una mezcla bituminosa, es necesario elegir el ligante adecuado para cada tipo de mezcla buscando un compromiso entre ambos extremos: ahuellamiento a altas temperaturas y fisuración por fragilidad térmica a bajas temperaturas.

Entre los múltiples tipos de ligantes desarrollados para tratar de solucionar satisfactoriamente estos problemas podemos destacar los siguientes:

#### Betunes modificados con polímeros

El objetivo perseguido con las adiciones de polímeros es el de modificar, mediante estos productos, la reología del ligante, buscando (Fernández del Campo, 1983):

- Diminuir la susceptibilidad térmica, esto es, disminuir la fragilidad en tiempo frío y aumentar la cohesión en tiempo cálido.
- Disminuir la susceptibilidad a los tiempos de aplicación de la carga.
- Aumentar la resistencia a la deformación permanente y a la rotura en un campo más amplio de temperaturas, tensiones y tiempos de carga.
- Mejorar la adhesividad de los áridos.

Algunos polímeros utilizados son: SBS (estireno-butadieno-estireno) o caucho termoplástico (Von Quintus, 2007). Este es uno de los más utilizado de los polímeros para la modificación de los ligantes, ya que este es el que mejor comportamiento tiene durante la vida útil de la mezcla asfáltica. El SBR (estireno-butadieno) es un caucho sintético con un 25% de estireno y un 75% de butadieno al que para mejorar su adhesividad se le incorpora ácido acrílico. El EVA (etileno-acetato de vinilo) es un modificador de betún que mejora la resistencia a las roderas de las mezclas bituminosas, disminuye la susceptibilidad de la mezcla y mejora su comportamiento a altas temperaturas. Además, tiene una buena compatibilidad con la mayor parte de los betunes y es estable a las temperaturas usuales de trabajo, pero con almacenamientos estáticos prolongados tienden a segregarse.

El Centro Nacional para Tecnología en Asfalto (NCAT por sus siglas en inglés) de Estados Unidos, ha publicado una lista de razones para emplear polímeros en la modificación de ligantes (Roberts *et al.*, 1996). El NCAT justifica el empleo de polímeros para modificar los betunes de penetración, basándose en las siguientes razones:

- Incrementa la resistencia al ahuellamiento formando redes resistentes de polímero en los ligantes asfálticos y las mezclas.
- Incrementa la resistencia a la rotura térmica ablandando el ligante, lo que incrementa la elasticidad a bajas temperaturas.
- Mejora la adherencia árido-ligante para reducir el desprendimiento de las partículas de árido.
- Mejora la rigidez de las capas de mezclas en caliente reduciendo los espesores estructurales requeridos.
- Mejora la durabilidad del pavimento con la consiguiente reducción de los costes de mantenimiento.

### Betunes con caucho

Las partículas de caucho, cuando se mezclan con el asfalto, aumentan por dos el volumen original del ligante, volviéndolo más trabajable y más elástico. La adición del ligante modificado con caucho proporciona a la mezcla una mayor elasticidad permitiéndole una mayor resistencia a las tensiones sin romperse. Aunque la tendencia al agrietamiento puede mejorarse, la incorporación de caucho puede ser perjudicial para la estabilidad.

### Aire ocluido en el betún (betunes oxidados)

Para asfalto de baja viscosidad, incorporar aire puede ser una posible solución para mejorar su susceptibilidad a la temperatura a través de aumentar su índice de penetración.

### Otros aditivos

Se han utilizado otros aditivos como fibra de amianto o metal. El asbesto mejora las características de la mezcla bituminosa como en los casos anteriores y además reduce significativamente la reflexión de grietas. Sin embargo, este tratamiento está abandonado debido a que el asbesto se identifica como una sustancia cancerígena.

La adición de fibra de manganeso aumenta la rigidez de la mezcla bituminosa, la resistencia y estabilidad a alta temperatura y disminuye la rigidez a baja temperatura. Sin embargo, la resistencia a tracción de la mezcla a baja temperatura es menor que en las mezclas convencionales.

### **2.1.6.3 Refuerzo de la capa de recubrimiento**

#### a) Malla de acero

Consiste en interponer una malla metálica plana entre el pavimento agrietado y la nueva capa asfáltica que funciona como una armadura con barras ortogonales entre sí absorbiendo los esfuerzos originados en el borde de la fisura.

Esta tecnología de rehabilitación de pavimentos de hormigón y asfalto es utilizada en Europa y Estados Unidos, hace más de 20 años, donde se ha comprobado que en la reparación de pavimentos asfálticos, aumenta su capacidad de absorción de deformaciones y demora en la aparición de fisuras en, por lo menos, un 40 por ciento. En reparaciones sobre pavimentos de hormigón, el sistema retarda la aparición de grietas, triplicando la duración de las soluciones asfálticas sin este refuerzo.

Se debe indicar que existen dos tipos de estas mallas planas: las soldadas y las de doble torsión. La diferencia principal diferencia, además de la tipología, entre ambas hace referencia al espesor que es mayor en el caso de la malla de doble torsión, debido al doblez que tienen estas últimas para lograr el entramado. El mayor espesor de esta malla tejida requiere de la aplicación de una lechada asfáltica (slurry seal) para lograr una buena adherencia a la capa asfáltica; esta aplicación hace el proceso más engorroso y, obviamente, más caro, además las mallas soldadas trabajan estructuralmente mejor que las mallas tejidas, y su colocación en terreno es más fácil ya que no necesita equipos especiales para su colocación.

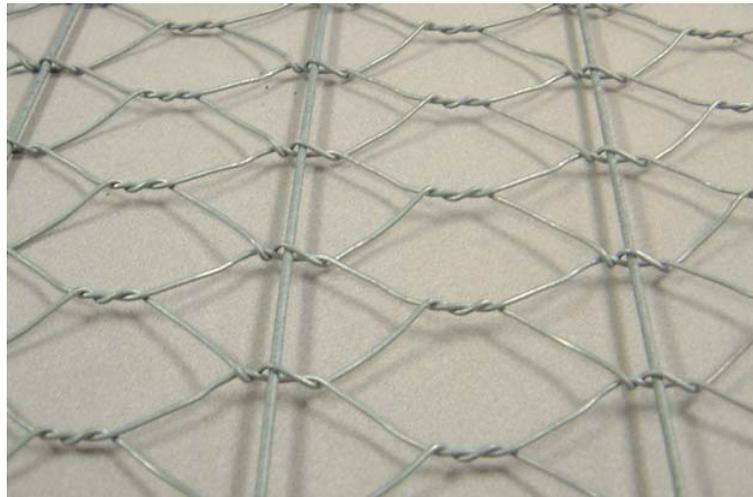


Figura 2.12 Malla de doble torsión reforzada con alambre circular

La configuración de la malla de doble torsión actualmente hexagonal de dimensiones variables es transversalmente reforzada a intervalos regulares con los alambres de acero, pudiendo ser de tipo circular o con formas planas, insertados en la zona de doble torsión, como lo muestra la Figura 2.14:



Figura 2.13 Malla de doble torsión reforzada con alambre plano torsionado

Otra técnica es colocar una manta de acero tridimensional de estructura alveolar. Las hay de dos tipos: en forma de paneles planos en forma de planchas y mediante sistemas de rollos que facilitan su extensión. La estructura alveolar de este material permite bloquear los desplazamientos laterales de la mezcla bituminosa contenida en su interior unida a la alta rigidez de la malla, se opone a los movimientos verticales de las grietas. Es especialmente útil en las zonas que se requiera una alta resistencia a las cargas de tráfico; no obstante su elevado coste limita mucho la utilización masiva de este producto. Las características principales de esta manta son proporcionadas por Screg ([www.screg.fr](http://www.screg.fr)), para su producto Metalflex:

- Una excelente resistencia a la rodadura.
- Buen comportamiento a la fatiga.
- Alta durabilidad.
- Resistente al paso del rodillo y maquinaria durante su instalación.

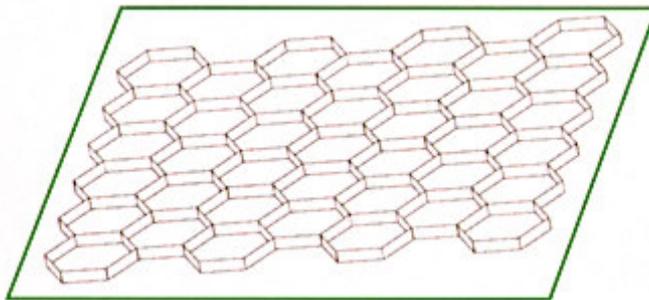


Figura 2.14 Malla exagonal

## b) Geosintéticos

En la década de los setenta se comenzaron a utilizar geomallas poliméricas con el objeto de reducir las deformaciones plásticas y agrietamiento de los pavimentos. Es preciso indicar que en el mercado actual hay una gran variedad de productos de esta gama, con diferentes tipos de diseño y material constitutivo (poliéster, fibras de vidrio, polietileno, polipropileno, etc.), siendo su comportamiento muy distinto en función de los elementos indicados. Las geomallas, que se disponen sobre la superficie agrietada, en algunos casos se pueden pretensar y se fijan mediante un riego de ligante o emulsión, aplicando posteriormente una capa de mezcla bituminosa que normalmente suele ser de 4 a 5 cm.

Con el paso del tiempo, se ha sustituido el ligante de penetración por ligantes modificados con elastómeros.

Otra variedad de los geosintéticos son los geotextiles impregnados, que tienen una estructura densa y son capaces de cubrir toda la superficie a diferencia de las geomallas. Para tratar de mejorar el comportamiento del material, hoy en día se están fabricando

geocompuestos formados por una geomalla y un geotextil que cubre los huecos dejados por aquella, favoreciendo de esta forma la retención de ligante y mejorando la adherencia.

El saber como un geosintético refuerza el trabajo de la capa no está totalmente claro, pero investigaciones realizadas con ensayos de laboratorio y pruebas de campo han dado resultados prometedores con respecto al aumento de vida de los pavimentos rehabilitados con geosintéticos.

#### ***2.1.6.4 Actuaciones en la zona de intercapa***

Las intercapas tales como las SAMI y Strata están diseñadas para disipar la energía a través de su deformación horizontal o vertical, debido a la baja rigidez que ellas poseen. Conceptualmente, el uso de capas aliviadoras o absorbedoras de esfuerzos sobre las juntas o grietas, permiten que la tensión se distribuya en una mayor área, disminuyendo potencialmente el reflejo de la grieta causada por las condiciones ambientales y cargas del tráfico.

##### **a) Stress Absorption Membrane Interlayer (SAMI)**

Para disminuir las tensiones en la fibra inferior del nuevo pavimento se utiliza la técnica de interponer un SAM (Stress Absorbing Membrane) o SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer) entre un pavimento existente y uno nuevo. La construcción de un sistema SAMI normalmente consiste en aplicar sobre la capa existente un ligante modificado y un riego de adherencia sobre el que se dispone una mezcla asfáltica que lo recubre. Los espesores de esta membrana son regularmente menores a los 20 mm. El SAMI es un procedimiento utilizado en la rehabilitación de pavimentos con capa de rodadura asfáltica o losas de hormigón. Dicho de otra manera, es colocar una capa intermedia entre ambos pavimentos, con el objetivo de aislar los efectos de las tensiones de origen térmico del viejo pavimento sobre el nuevo.

Esta intercapa proporcionara un plano deslizante entre ambos pavimentos que permite un movimiento no restringido del pavimento viejo. Una parte de la tensión producida por el movimiento del pavimento viejo es transferida al nuevo a través de la intercapa. La magnitud de esta tensión estará en función del espesor, el módulo y la temperatura. Una intercapa con un muy alto módulo o poco espesor trasladaría el 100% de las tensiones al pavimento nuevo; por el contrario, para trasladar el 0% de tensiones no debería haber adherencia entre las capas.

Una interfase no aumenta la resistencia a la tracción de la nueva capa, aunque puede hacerlo en una pequeña medida, tampoco cambia el nivel crítico de la deflexión, ni reduce la deflexión de la capa superior ante una carga dada.

En el comportamiento de un sistema tipo SAMI, es importante considerar que la membrana será capaz de absorber deformaciones en la dirección horizontal a fin de transferirlas atenuadas a las capas superiores. Al llegar la grieta a la membrana SAMI, el esfuerzo cortante ha crecido hasta tal punto que se da un proceso de laminación en esta membrana. La laminación progresa hasta llegar a producirse deformaciones en la fibra inferior de la capa superior iguales a las deformaciones de fallo de esta capa, propagándose así las grietas a través de la capa superior hasta llegar a la superficie, (Fonseca, 1995).

Además de su función de disipación de tensiones provenientes de las grietas, un SAMI impermeabiliza la estructura existente, y proporciona una superficie adecuada para la colocación de la mezcla bituminosa.

Un SAMI generalmente usa un tamaño de árido de 10 mm y el contenido de ligante oscila desde 1,8 a 2,2 l/m<sup>2</sup>. El contenido de ligante a aplicar estará en función del tamaño e intensidad de las grietas y de la intensidad de tráfico.

#### b) Strata

El Strata fue desarrollado por SemMaterials ([www.semmaterials.com](http://www.semmaterials.com)). Es un sistema de alivio, en el proceso de reflexión de grietas, que protege la estructura del pavimento existente de los daños producidos por el agua. El sistema Strata consiste en una intercapa muy elástica e impermeable, recomendándose colocar sobre la misma una capa de rodadura formada por una mezcla bituminosa modificada con polímeros.

La capa de interfase está compuesta un árido fino y un ligante modificado resultado una capa muy delgada del orden de 2,5 cm de espesor. Las ventajas que indica el productor del sistema son:

- Posterga la aparición de las primeras grietas reflejas en 2 años.
- Posterga la aparición completa de las grietas reflejas en 3 a 5 años más que los sistemas que usan geotextiles con mezcla bituminosa.
- Alarga la vida de servicio del pavimento en 5 años.
- Protege al pavimento frente a la humedad (impermeable).
- Utiliza las técnicas normales de colocación de las mezclas bituminosas.
- Es reciclable.

#### c) Interlayer Stress Absorbing Composite (ISAC)

Además de utilizar las técnicas mencionadas anteriormente en forma independiente, se han desarrollado procedimientos combinados, tal es el caso del ISAC, presentado por Dempsey (2002), profesor de la Universidad de Illinois. Se trata de Interlayer Stress

Absorbing Composite, que agrupa las características de un geotextil con un sistema SAMI. Este procedimiento fue desarrollado para eliminar la reflexión de grietas en un pavimento de hormigón con un recubrimiento de mezcla bituminosa.

Ni los sistemas SAMI ni los geotextiles pueden controlar completamente la propagación de la grieta, ya que la tensión disipada en la intercapa compuesta por un material visco-elástico o un geotextil de baja rigidez solo puede reducir parcialmente la tensión transmitida a la capa recubrimiento.

Cuando se emplea una intercapa de alta rigidez, ésta refuerza la capa de recubrimiento y temporalmente retarda el desarrollo de las grietas, pero no permite ningún movimiento entre ambas capas. Para controlar eficazmente el movimiento de la grieta es conveniente buscar un sistema que reúna simultáneamente las características de sistema SAMI y de un geotextil, con lo se disiparían las tensiones en el borde de la grieta y al mismo tiempo que se proporciona un refuerzo al recubrimiento. Este compuesto podría detener la propagación de las grietas y aliviar las tensiones producidas en las juntas o grietas del pavimento de hormigón.

El ISAC estaría compuesto por tres capas:

- La capa inferior, en contacto con el pavimento existente, estaría formada por un geotextil de baja rigidez.
- La zona intermedia, estaría formada por un material visco-elástico.
- La tercera capa, la de refuerzo estaría formada por un geotextil de alta rigidez (700 kN/m).

La experiencia fue realizada en laboratorio aplicando solicitaciones dinámicas, que simulaban los efectos producidos por variaciones térmicas estacionales. El ensayo fue realizado a una temperatura de  $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ , con una velocidad de apertura de grietas extremadamente lento  $0,04\text{ mm/min.}$ , en el que se probaron las probetas con el sistema ISAC y con otros productos comerciales. Según los autores de este estudio los resultados indican que el sistema ISAC supera con creces a los demás sistemas.

#### d) Capa de interposición con materiales modificados (capas delgadas)

Varios materiales pueden usarse como una capa de interposición para aliviar o disipar las tensiones entre el pavimento antiguo y el nuevo. Estos tratamientos especiales son muy variados y tienen por finalidad reducir las tensiones que emanan de las grietas existentes hacia el nuevo pavimento.

- Capas fabricadas con ligantes blandos: entre otras tenemos las mezclas con betunes blandos Tipo SA (Soft Asphalt) y las mezclas con betunes modificados de alta viscosidad con la incorporación de caucho. Las mezclas con betunes blandos tipo SA (UNE EN 13108-3) se utilizan especialmente en climas con bajas temperaturas, como es el caso de los países nórdicos. Se utilizan en capas de rodadura, capas intermedias, capas de regularización y en bases. Los betunes convencionales recogidos en la citada norma, para este tipo de empleo, son un B-250/330 y un B-650/900.
- Capas fabricadas con ligantes modificados con caucho: el betún modificado de alta viscosidad con caucho se puede emplear en caso de que se requiera una resistencia muy alta a la fisuración por reflexión de grietas procedentes de las capas inferiores, en firmes con base tratadas con cemento y en pavimentos de hormigón que presenten este tipo de deterioro.
- Capa formada por una membrana continua: las membranas continuas pueden soportar directamente la acción del tráfico o se pueden colocar mediante un procedimiento SAMI. Es una técnica generalizada formada por una capa delgada de 2 a 3 cm de una mezcla bituminosa densa, que se construye mediante la aplicación de un riego de ligante sobre el que se extiende una capa delgada de árido que se incrusta en el ligante aún caliente y, por último, se le da una compactación con rodillo neumático. Pueden aplicarse en una sola capa, monocapa, o en dos capas consecutivas, bicapa. Se caracterizan por ser una mezcla de muy elevada compacidad (1-2% contenido en huecos), granulometría fina (0/4-0/6 mm), con un elevado contenido de ligante (11-13%), siendo éste un betún modificado que mejora la flexibilidad y la resistencia a fatiga.
- Los microaglomerados en frío con fibras: se pueden emplear como técnica de interposición de tipo SAMI o SAM. En esencia consiste en una mezcla de árido, emulsión fabricada con un betún modificado, aditivos controladores del tiempo de rotura y fibras sintéticas. La utilización de emulsiones de betún modificado (EVA y SBS). La incorporación de fibras (acrílicas, poliéster y polipropileno) permite obtener una mezcla con una excelente resistencia mecánica, que además retiene una mayor cantidad de betún, con lo que obtenemos unas mezclas más flexibles sin que se tenga el riesgo de exudación y con una excelente impermeabilidad.
- La arena-betún: es una mezcla en caliente colocada en espesores que oscilan entre los 1,5 y 2 cm, fabricada con áridos totalmente machacados con una granulometría 0/3 mm, 0/4 mm ó 0/6 mm, con ligantes modificados. El contenido de ligante de la mezcla oscila entre el 9 y el 11 % s/a, y la relación filler/betún, entre el 1,0 y 1,3. La mezcla, por su alto contenido en mástico y por las características del ligante

empleado es un material de enorme elasticidad y resistencia a fatiga, capaz de seguir los movimientos de la base hidráulica sin agrietarse. Por sus características granulométricas este tipo de mezcla no puede servir por sí misma como capa de rodadura de forma permanente, siendo necesario dotar al firme de una o varias capas superiores. Generalmente se emplea una capa de 3 cm de aglomerado con granulometría discontinua, fabricada con ligante modificado con elastómero.

e) Capas amortiguadoras (capas gruesas)

Además de estas soluciones, que son membranas delgadas, se están utilizando membranas de mayor espesor, que además de impedir la reflexión de las grietas, permite mejorar la capacidad soporte del firme.

Las soluciones más normales son la extensión de zahorras, estructura que se denomina inversa, o bien colocar una capa de grava-emulsión.

- Interposición de zahorras (estructura inversa): consiste en la interposición entre la capa de base tratada con conglomerante hidráulico y el pavimento asfáltico de una capa de zahorra artificial de espesor variable en torno a los 12 cm sobre los que se suele disponer una capa de aglomerado bituminoso del orden de 8 a 14 cm, en función del tipo de tráfico a soportar. La estabilidad de esta capa descansa en el rozamiento del material pétreo por lo que se requiere que los áridos sean resistentes al desgaste, bien graduados y estén limpios. Uno de los puntos fundamentales de esta técnica es el saber optimizar el espesor de capa de zahorra ya que por encima de un cierto valor, habida cuenta la diferencia de módulos de las capas que componen el firme, el aglomerado podría fatigarse. Esto exigiría un aumento del espesor de mezcla asfáltica con el encarecimiento que esto conlleva. Por debajo de ese valor límite se corren serios riesgos de aparición de fisuras procedentes de las capas inferiores.
- Capas de grava-emulsión: es una mezcla densa, fabricada en frío con emulsiones de rotura lenta y agua de pre-enuelva. El contenido de ligante residual oscila entre el 2,5% y el 5%. Los espesores varían entre 8 y 12 cm y se utilizan como capa de base en refuerzos, recubiertos por mezclas o tratamientos superficiales. Por su concepción son mezclas flexibles que permiten tener un buen comportamiento frente a la reflexión de grietas.

### ***2.1.6.5 Prevención y tratamiento de la superficie del pavimento existente***

#### a) Limitar la formación de las fisuras durante la fase de construcción

La aparición de grietas en la superficie de la calzada puede reducirse, en gran parte, gracias a la utilización de métodos de prevención y técnicas de tratamiento de las fisuras antes de la construcción de la capa de rodadura.

Respetando algunas normas de buena práctica se limita la formación de grietas en la fase de construcción. En primer lugar se debe realizar una buena elección de materiales para los pavimentos en los que la base está construida con un suelo o un árido tratado con cemento. La elección de los materiales se debe realizar en función de las condiciones climáticas y el tipo de mezcla a utilizar, y si es posible utilizar áridos de escaso coeficiente de dilatación térmica.

En segundo lugar, el espesor del firme debe ser adecuado para resistir los niveles de tensiones (cargas de tráfico y variaciones térmicas) a las que va estar sometido. Un espesor insuficiente va a conducir a una aceleración del fenómeno de fisura por fatiga.

Por último, una falta de adherencia entre las capas y una mala ejecución de las juntas constructivas son causas de fisuras que pueden evitarse.

#### b) Técnica de prefisuración para firmes tratados con cemento

El empleo de conglomerantes hidráulicos, como el cemento y la cal, hacen que las capas presenten cambios de volumen debido al calor de hidratación disipado, provocando el inicio del agrietamiento por retracción térmica. Dicho agrietamiento se ve incrementado por los cambios de volumen debidos a variaciones de la temperatura ambiente. Para minimizar este fenómeno hay que prestar atención al contenido de cemento y a la velocidad de fraguado, lo que ha restringido el empleo de determinadas proporciones y tipos de cemento.

Otra técnica complementaria aplicada a la capa de base, consiste en prefisurar dicha capa con el objetivo de concentrar el agrietamiento en zonas específicas y así retardar la reflexión de grietas. Esta técnica está recogida en la nueva Orden Circular 10/2002, publicada por la dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, que recomienda prefisurar las capas tratadas con cemento que sirvan de apoyo a un pavimento bituminoso.

Adaska y Luht (2004) señalan que aunque existe el riesgo de que se produzca un reflejo de grietas desde la base a la capa de rodadura, cuando se utiliza una base estabilizada con cemento, hay posibilidades de reducir este efecto. Como métodos válidos para reducir este riesgo potencial podemos enumerar los siguientes: controlar el tiempo de

fraguado, realizar una prefisuración poco tiempo después de finalizada la construcción y diseñar un sistema disipador de esfuerzos.

Adaska y Luht (2004) consideran tres diseños para reducir o aliviar esfuerzos en un pavimento: un tratamiento superficial simple entre la base estabilizada y la superficie de la mezcla, un geotextil impregnado con betún o un material granular con un espesor de 50 mm a 100 mm (base invertida).

- c) Métodos utilizados previos a la construcción de la capa de rodadura con el fin de eliminar el origen de las fisuras

Si el origen de la fisura es conocido, se deben aplicar técnicas que eliminen el origen de la grieta antes de la instalación de la capa de rodadura. Algunos ejemplos pueden ser:

- Si la fisura se debe a una pérdida de capacidad portante del suelo apoyo, debido a una humedad elevada, es posible efectuar una acción preventiva, realizando un drenaje del suelo con el fin de eliminar el agua.
- Si las grietas por fatiga están a menudo presentes en la capa de superficie a causa de una mala adherencia en la zona de contacto, una solución consiste en fresar esta última capa con el fin de reemplazarla por una nueva capa, perfectamente adherida.
- Si las grietas en general son causadas por problemas de fatiga, esta se debe tener en cuenta para dimensionar adecuadamente la estructura.

- d) Rotura y asentamiento del pavimento de hormigón

Generalmente el proceso consiste en romper y asentar la superficie de un pavimento de hormigón, lo que conlleva la rotura de las losas existentes en fragmentos pequeños, utilizando un martillo de impacto, seguido de una compactación con un rodillo de llantas metálicas y/o neumáticas antes de extender el recubrimiento. La compactación asienta los fragmentos del pavimento de hormigón reduciendo las cavidades existentes bajo el mismo, consiguiendo de esta forma un apoyo adecuado para el pavimento.

- e) Reciclado de la capa existente de mezcla bituminosa

El reciclado de una mezcla bituminosa es en general un proceso que involucra calentar y escarificar la superficie de la mezcla existente, a una profundidad específica, añadiendo posteriormente agentes rejuvenecedores.

### **2.1.6.6 Control de juntas existentes**

Si las grietas no pueden eliminarse completamente, por razones técnicas o económicas, podrá hacerse un trabajo preliminar antes de la instalación de la última capa, con el fin de limitar la actividad de las grietas existentes. Ejemplo de esto sería:

- Serrar las losas del pavimento de hormigón.
- Reemplazar y reparar las juntas existentes en el caso de calzadas tratadas con cemento hidráulico.
- Inyectar un mortero de cemento o una resina epoxy con el fin de limitar los movimientos de la losa, reduciendo los movimientos horizontales y verticales en la vecindad de la junta y así evitar la presencia de huecos en el fondo de la grieta evitando que estas se descalcen (fenómeno de bombeo de finos).
- Inyectar en la grieta betún, puro o modificado; esta técnica permite evitar la entrada del agua en el firme de la calzada.

Para conseguir una buena adherencia entre los distintos materiales, es necesario tratar correctamente las superficies de los bordes de la grieta.

### **2.1.6.7 Combinar diferentes metodologías**

En muchas ocasiones para lograr un funcionamiento adecuado de un sistema que trate de eliminar o reducir la transmisión de las grietas, es necesario combinar más de una de las técnicas comentadas en los apartados anteriores.

## **2.2 LOS GEOSINTÉTICOS COMO ELEMENTO PARA REDUCIR EL REFLEJO DE GRIETAS**

Como se ha indicado en el apartado 2.1.6, existen varias técnicas para la rehabilitación del pavimento, pero ninguna de las técnicas actuales ha demostrado que prevenga el reflejo de grietas (Button y Lytton, 2003). Sin embargo varias de ellas han demostrado la capacidad de reducir su propagación. Entre ellas tenemos las indicadas en el capítulo inicial de esta investigación, que se resumen en las siguientes:

1. Mejoras en la capa de rehabilitación mediante:
  - Aumento de espesor.
  - Incorporación de fibras.
  - Utilización de betunes modificados.
  - Empleo de geomallas de alto módulo.

2. Capas aliviadoras de tensiones de los tipos:

- Stress absorbing membrane interlayer (SAMI).
- Riego de adherencia con caucho.
- Capa intermedia de mezcla bituminosa abierta.
- Capa intermedia de mezcla bituminosa con un betún de baja viscosidad.
- Capa intermedia de geotextil impregnado de betún.

3. Fortalecimiento del pavimento agrietado antes de su rehabilitación.

- Calentamiento y escarificación.
- Aplicación de riegos rejuvenecedores.

Otras técnicas se basan en el empleo de geosintéticos, aunque no todos los geosintéticos que se encuentran en el mercado pueden ser utilizados para reducir el reflejo de grietas.

Las funciones de los geosintéticos en general que se utilizan en carreteras son las siguientes.

- Separación.
- Refuerzo.
- Drenaje.
- Control de erosión superficial.
- Antirremonte de fisuras.
- Barrera de impermeabilización.

En la actualidad los únicos que se utilizan dentro de la estructura del pavimento son los geosintéticos con función antirremonte de fisuras (Dempsey, 2002).

La norma de rehabilitación de firmes hace las siguientes referencias relativas a la utilización de geotextiles en los sistemas antirreflexión de grietas (Ministerio de Fomento 2003):

- Los sistemas antirreflexión, cuyo objetivo principal es controlar la propagación de fisuras producidas por movimientos horizontales, se podrán proyectar únicamente cuando los movimientos verticales en las juntas sean muy reducidos. Los tratamientos a emplear, ya sean de pequeño espesor o gruesos, deberán disponerse de forma continua sobre toda la superficie del firme y no localizados únicamente sobre las juntas o las fisuras.

- Los tratamientos de pequeño espesor pueden estar formados por geotextiles impregnados, morteros bituminosos u otros procedimientos análogos suficientemente contrastados, que deberán ser aprobados por la Dirección General de Carreteras.

La International Geosynthetic Society (IGS) señala que los beneficios de los geosintéticos en la rehabilitación de pavimentos fisurados serían (Palmeira, 2007):

- Reducir o evitar la reflexión de grietas.
- Trabajar como una barrera para evitar el “pumping” de los materiales finos (geosintéticos con betún residual).
- Reducir el espesor de la capa de mezcla.
- Incrementar el tiempo de vida de los pavimentos.

El saber como un geosintético refuerza el trabajo de la capa de recubrimiento no está totalmente claro, pero investigaciones realizadas en laboratorio y en pruebas de campo han dado resultados prometedores con respecto al aumento de vida de los pavimentos rehabilitados con geosintéticos.

Un sistema antirremorte de fisuras es una membrana flexible dentro de un sistema integrado (Barazone, 2000). El sistema antirremorte está constituido por un geotextil permeable no tejido que se satura con un exceso de ligante bituminoso y que permite mantener la adherencia entre la capa de pavimento antiguo y la capa de recubrimiento, constituyendo el geotextil impregnado una barrera impermeable.

En la Figura 2.15 se presenta un esquema de la disposición del geotextil dentro de las capas de un firme. Se encuentra entre la capa antigua de pavimento y la nueva capa de recubrimiento. Previa a la colocación del geotextil se riega la superficie con un ligante que al ser calentado por la mezcla bituminosa de la capa de recubrimiento permitirá la saturación del geotextil y la adherencia entra ambas capas de pavimento.

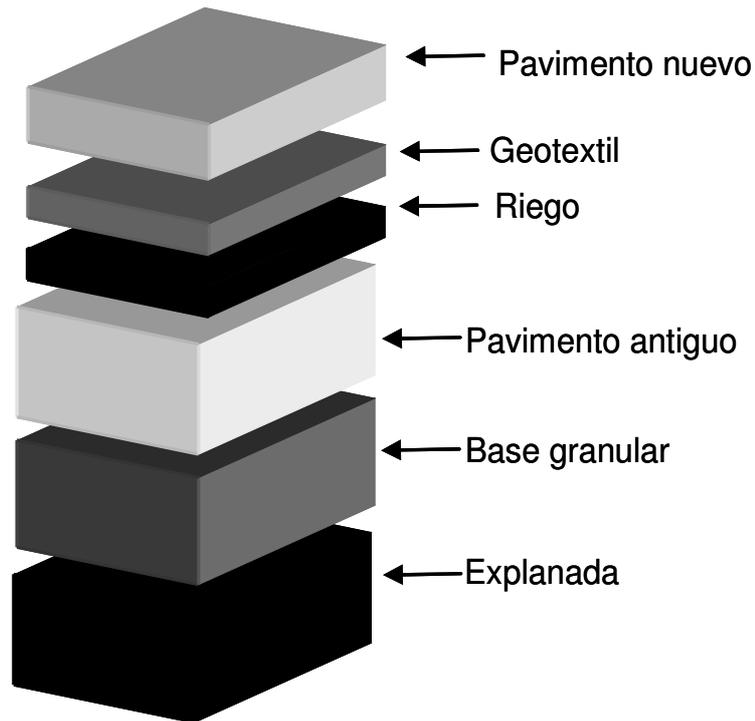


Figura 2.15 Disposición del geotextil en el firme (Barazone, 2000)

## 2.2.1 TIPOS DE GEOSINTÉTICOS

En la década de los setenta se comenzaron a utilizar geomallas poliméricas con el objeto de reducir las deformaciones plásticas y agrietamiento de los pavimentos. Es preciso indicar que en el mercado actual hay una gran variedad de productos de esta gama, con diferentes tipos de diseño y material constitutivo (poliéster, fibras de vidrio, polietileno, polipropileno, etc.), siendo su comportamiento muy distinto en función del tipo de fibra utilizada, su disposición y su cuantía.

Los geosintéticos utilizados en estas técnicas se pueden referir a: geotextiles, geomallas y geocompuestos o membranas.

### 2.2.1.1 Geotextiles

Según el método de fabricación se pueden clasificar como: tejidos o no tejidos y se componen normalmente de polipropileno o poliéster, pero también pueden contener nailon, otros polímeros, materiales orgánicos naturales o fibra de vidrio, (Button y Lytton, 2003).

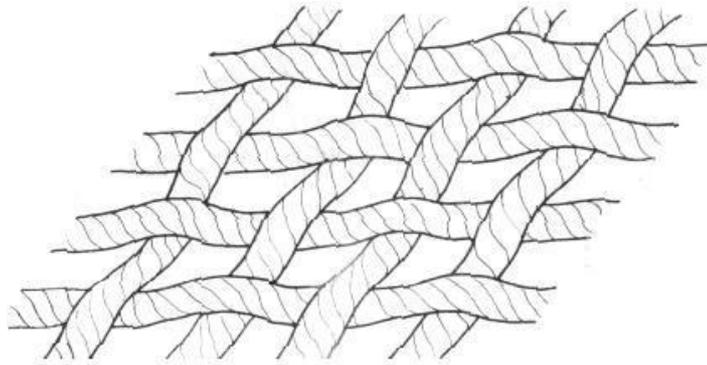


Figura 2.16 Entramado de fibras de un geotextil tejido (Piegari, 2005)

Dentro de estos, los no tejidos, son los que se utilizan en sistemas antirremonte de fisuras. Se caracterizan por ofrecer una resistencia a tracción no muy elevada y una gran deformabilidad, la orientación aleatoria de sus componentes les confiere un carácter isótropo.

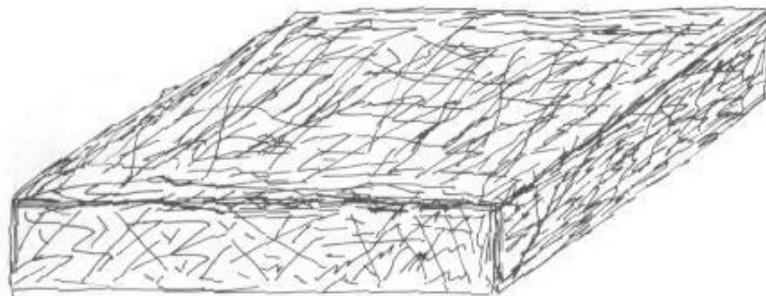


Figura 2.17 Entramado de fibras de un geotextil no tejido (Piegari, 2005)

Los geotextiles no tejidos se pueden a su vez subdividir de acuerdo al tamaño de las fibras y al proceso de unión de las mismas. Pueden ser de fibra cortada o filamento continuo. A los fabricados con fibras cortadas, no mayores de 15 cm se les conoce como geotextiles no tejidos de “vía seca”, mientras que los que se obtienen por hilado directo de un polímero y posterior formación de la estructura plana se les conoce como geotextiles no tejidos de “vía húmeda”.

De acuerdo al sistema de unión de las fibras tenemos diferentes procesos de fabricación cuyas especificaciones de producto son iguales pero que difieren en su proceso de instalación (Barazone, 2000).

- Ligado mecánicamente o agujeteado.
- Agujeteado y termo-soldado por un lado.
- Agujeteado y termo-soldado por dos lados.
- Termo-soldado.
- Unidos químicamente.

En los ligados mecánicamente o agujeteados, la unión es de tipo mecánica producida por un gran número de agujas provistas de espigas que atraviesan la estructura en un movimiento alterno rápido. El geotextil ligado mecánicamente es más grueso, suave, y más flexible que un geotextil no agujeteado. Se instala en forma más sencilla con menor presencia de arrugas, y parece absorber más ligante al unirse al viejo pavimento. Al poseer un lado más piloso proporciona una superficie específica mayor, que ofrece, cuando esta cara está colocada en contacto con la vieja superficie del pavimento, una mayor absorción de ligante, una mejor adherencia y una mayor resistencia al corte.

Si un geotextil tejido está saturado con betún y su textura es suficientemente abierta para permitir que el betún penetre a través del tejido, el geotextil tejido se comportaría en forma similar al no tejido. Por el contrario si la textura del geotextil tejido es densa, el betún no puede proveer la suficiente adherencia entre una capa vieja y nueva, pudiéndose producir problemas de deformaciones y grietas longitudinales (Van Santvoort, 1994). En general no es recomendable la utilización de un geotextil tejido debido a la posibilidad de que no constituya una barrera impermeable (Barazone, 2000).

En los geotextiles ligados térmicamente (termosoldados) la unión entre filamentos se consigue por calandrado; es decir, acción conjunta de calor y presión. Se aplica al final del proceso de fabricación por un lado. Mejoran su resistencia al desgaste y de laminación que se produce por el continuo paso de los vehículos durante la construcción de la capa de recubrimiento. El único inconveniente es que el sellado de protección del geotextil debe quedar mirando hacia arriba, o sea hacia la mezcla bituminosa caliente que conformará el recubrimiento.

En los geotextiles ligados químicamente, la unión entre filamentos se consigue mediante una resina.

Los materiales empleados para la fabricación de este tipo de productos son fibras (polipropileno, poliéster, polivinilo alcohol, fibra de vidrio, etc.) que deben asegurar una buena adhesividad con el betún. Las fibras más usadas son las de poliéster y las de polipropileno; ambas presentan propiedades mecánicas similares, siendo el alargamiento de rotura en el poliéster dos veces mayor que la de polipropileno.

Los geotextiles fabricados a partir de fibras de poliéster son más adecuados para su utilización con mezclas bituminosas en caliente (temperaturas del orden de 160–170 °C) debido a que su temperatura de degradación es aproximadamente 250-260 °C, mientras que en el caso del polipropileno el punto crítico es de 150-160 °C.

### **2.2.1.2 Geomallas**

Estos productos están constituidos por filamentos que pueden ser de fibra de vidrio o poliméricas (polipropileno o poliéster). Para unir los filamentos estos se pueden tejer o unir presionándolos en delgadas láminas, para posteriormente ser fijados para maximizar su resistencia y módulo. Las geomallas tiene una abertura de malla de forma rectangular que puede oscilar desde 6,35 mm hasta 50,8 mm de ancho, (Button y Lytton, 2003).

Para la colocación de una geomalla al igual que de un geotextil se emplea una capa de ligante asfáltico (betún, betún modificado, o emulsión) sobre la que se extiende la geomalla. La diferencia es que se requiere un contenido de ligante residual solo para la adherencia y no para la saturación de la geomalla.

Las principales ventajas sobre los geotextiles son la velocidad de colocación y las menores dificultades de instalación. La colocación se realiza con tractores adaptados o en forma manual. La fijación puede realizarse con clavos para facilitar su extensión o la misma puede traer un adhesivo especial que facilita su adherencia al viejo pavimento. Otras geomallas incorporan un geotextil ultraligero impregnado con betún que mejora su sujeción al riego de adherencia: este se funde, por lo que desaparece cuando se extiende la mezcla bituminosa en caliente.

### **2.2.1.3 Geocompuestos**

Los geocompuestos generalmente consisten en láminas de geotextiles sobre geomallas. Los geotextiles proporcionan la capacidad de absorber el betún, además de proveer una superficie de apoyo continuo al geocompuesto sobre el pavimento existente; la geomalla por otro lado provee un alto módulo de rigidez elástico. Estos productos de tercera generación están basados en investigaciones de laboratorio y de campo, y nacen de la necesidad de la retención del betún (para lograr una impermeabilización) y un alto módulo inicial (alta resistencia para bajos niveles de deformación), (Button y Lytton, 2003).

Este tipo de productos se utiliza cuando se requiere reforzar el recubrimiento y generar una capa intermedia impermeable.

## **2.2.2 COMO TRABAJAN LOS GEOSINTÉTICOS**

Cuando se rehabilita un pavimento que se encuentra deteriorado, la técnica más habitual es la colocación de una capa de mezcla bituminosa sobre el pavimento dañado. Si entre ambas capas se coloca un geosintético la eficiencia del sistema descansa sobre dos criterios: una instalación apropiada y una adecuada elección en función del propósito previsto

para el geosintético, como por ejemplo que funcione como una barrera impermeable, un disipador de tensiones, refuerzo o la combinación de ellas, (Barazone, 2000).

Los geotextiles no tejidos presentan un bajo módulo de rigidez elástica, con lo que tienen grandes deformaciones para bajos niveles de sollicitación. El comportamiento de éstos sería la de “disipar las tensiones” (Lytton, 1989) que alcanzarían al recubrimiento bituminoso provenientes de los bordes de la grieta existente en el antiguo pavimento. Por el contrario si se emplearan geotextiles de alto módulo se estaría reforzando la capa de recubrimiento.

### **2.2.2.1 Geosintético actuando como disipador de tensiones**

En general cuando se coloca una capa intermedia aliviadora de tensiones ésta, debido a su bajo módulo de rigidez, presentará grandes deformaciones disipando la energía que se concentra en el borde de la grieta, con lo cual los esfuerzos se distribuirán en una mayor área permitiendo que la mezcla bituminosa de la capa de recubrimiento pueda resistir estos esfuerzos.

Lytton (1989) presentó un modelo para explicar cómo trabaja una capa disipadora de tensiones indicando que el fallo de una capa disipadora de tensiones comienza cuando la grieta en el pavimento antiguo crece rápidamente hasta la parte inferior del geotextil. En esa capa se detiene y posteriormente debido a las cargas del tráfico y a las tensiones térmicas, la grieta atraviesa el geotextil y se prolonga hasta la parte superior de la capa de recubrimiento.

En este caso los esfuerzos a los que estaría sometida la capa rehabilitada serían del modo I.

Lytton (1989) presentó un segundo modelo para analizar los fallos de modo III. Se basó en la experimentación de laboratorio y no en observaciones de campo. La grieta en este caso se origina en la parte superior del recubrimiento y se extiende hacia abajo, hasta llegar a la interfase. Esta situación es originada por la diferencia de temperatura entre la zona superior y la parte inferior del recubrimiento, lo que provoca la aparición de tensiones, generando grietas. Cuando estas superan la resistencia a tracción de la mezcla bituminosa, se propagan desde arriba hacia abajo, no siendo posible en este caso que el geotextil actúe para disipar dichas tensiones, (de Bondt 2000).

Por otro lado, Button *et al.*, (2003) señalan que con los geotextiles se han obtenido resultados contradictorios como elemento atenuador en el proceso de reflexión de grietas, pero continúa señalando que existe evidencia de que un geotextil impregnado reducirá la infiltración de agua desde la superficie al interior de la estructura después que la grieta se haya reflejado sobre el recubrimiento con lo que se alargaría la vida útil del pavimento.

### **2.2.2.2 Geosintético actuando como elemento de refuerzo**

La norma UNE–EN ISO 10318 define un refuerzo como el uso del comportamiento en resistencia-deformación de un geotextil o producto relacionado con los geotextiles, con el fin de mejorar las propiedades mecánicas del suelo o de otros materiales de construcción.

Para esta misión las geomallas se diseñan con un alto módulo de rigidez elástica, lo que significa que para bajas deformaciones entregan altos niveles de tensión, por lo que éstas absorberían parte de los esfuerzos de las tensiones generadas en los bordes de la grieta antes que la capa de rehabilitación falle, (Lytton, 1989).

Dependiendo del tipo de material seleccionado y el propósito buscado, se pueden aplicar en toda la anchura del pavimento o pueden limitarse al área alrededor de los empalmes o grietas.

Para la capa de refuerzo, Lytton (1989) presentó un modelo que indicaba que la grieta existente en el pavimento antiguo crece hasta alcanzar la geomalla, igual que en el caso de una capa aliviadora de tensiones, pero en este punto debido a su alta rigidez, la grieta gira y se propaga horizontalmente por debajo de la geomalla a una distancia donde la energía es escasa y la grieta no se puede prolongar más.

Lytton y Button (2003) indicaron que para que una geomalla tenga un efecto de refuerzo es preciso que el sistema falle por falta de adherencia antes que por una rotura de la geomalla, existiendo dos valores de fuerza máxima en el recubrimiento, uno antes del despegue y otro después de ocurrido el despegue. Por ello si se desea diseñar un refuerzo utilizando geomallas se debe considerar: el espesor del recubrimiento, la resistencia máxima de la geomalla, el ancho de la faja de dañada y la cantidad de ligante utilizado.

En todo caso no todas las geomallas existentes en el mercado pueden actuar como una capa intermedia de refuerzo, (Button y Lytton, 2003), debido a la gran variabilidad de: fibras utilizadas, a la rigidez y a la sección que estas presentan. Por ello, y en función de la tipología, se obtienen diferentes niveles de tensión para una misma deformación, con lo cual podría fallar el recubrimiento, producto de las tensiones a la que es sometido, antes de que dichas deformaciones generen una tensión en la geomalla que permita “reforzar” el recubrimiento.

Si la inclusión de la geomalla puede tener un efecto de refuerzo, esto debería significar un ahorro del espesor de la capa de recubrimiento. A modo de ejemplo, se puede indicar que de Bondt (2000) estimó en forma general que para una losa de 5 x 1,5 m<sup>2</sup>, el empleo de una geomalla, con un módulo de rigidez de 4000 N/mm, podría equivaler a una capa de recubrimiento de 5 cm.

### 2.2.3 FUNCIONES QUE DEBE CUMPLIR

Para que los geosintéticos desempeñen su objetivo de retrasar o detener la propagación de grietas reflejas deben cumplir unas características en el momento de su fabricación relativas a sus propiedades mecánicas, ya sean éstas resistencia a tracción, módulos de rigidez, retención de betún, así como su capacidad de mantener adheridas ambas capas del pavimento.

#### 2.2.3.1 Exigencias normativas

No existe un conjunto de normas que regulen las características de los geosintéticos al ser usados en sistemas que prevengan la reflexión de grietas. En general, como ocurre en la mayoría de los nuevos productos desarrollados, hasta que no existe una amplia experiencia de su comportamiento en laboratorio como en campo, no se confeccionan las normativas que regulan dichos productos.

Existe normativa para el uso de geosintéticos en carreteras, para las funciones de separación, refuerzo, drenaje y control de erosión. En el caso de geosintéticos que se utilizan para prevenir el reflejo de las grietas, se está utilizando básicamente la misma normativa que se emplea para las otras funciones, pero no hay un consenso claro de cuales son las exigencias específicas que se deben cumplir. En otras palabras, se utiliza la normativa para establecer un indicador y una magnitud, pero no existe una directriz que indique si tal indicador es necesario y si dicha magnitud es beneficiosa o no.

En general, son los productores quienes presentan unos indicadores que obviamente benefician a sus productos con respecto a los de la competencia, con lo cual realizar una comparación entre ellos resulta muy dificultoso. Por otro lado, cuando un grupo de investigadores realiza un estudio de productos con sus propios criterios de evaluación, los datos tampoco pueden ser comparables con los de otros.

Las exigencias que normalmente se piden a los geosintético están recogidas en la norma AASHTO M-288. A partir de ella se han establecidos algunas guías de instalación y funcionamiento de los geosintéticos. Esta norma recoge un grupo de ensayos normalizados por la ASTM y unos valores exigibles para los productos.

La normativa europea ha recogido estos ensayos en las normas UNE. Los principales requerimientos exigidos a los geosintéticos son los siguientes.

- Masa por unidad de superficie: Norma UNE-EN ISO 9864:2005. El documento especifica un método para la determinación de la masa por unidad de superficie de los geotextiles y productos relacionados, con la finalidad de facilitar su

identificación. La masa por unidad de superficie se relaciona con la capacidad que tiene el geotextil de absorber ligantes bituminosos. A mayor masa que éste posea se requerirá una mayor cantidad de ligante para su saturación.

- **Retención betún:** La norma (ASTM D 6140-00 2000) determina el procedimiento para establecer cuánto ligante es necesario para saturar el geotextil y para producir la adherencia. Una dotación normal de ligante, para un geotextil de peso de  $136 \text{ g/m}^2$ , es del orden de  $0,91 \text{ l/m}^2$ . En todo caso, se debe tener cuidado en que los ensayos de retención de betún realizados según la Norma ASTM D-6140 ya que se ven influenciados no sólo por los geosintéticos y betún empleado, si no también por el tipo de estufa (convección o aire forzado), (Fresno y Ballester, 2006).



Figura 2.18 Ensayo de retención de betún en un geotextil en un horno

- **Ensayo de tracción:** Este método de ensayo determina la curva característica carga-alargamiento e incluye los procedimientos para determinar la carga máxima por unidad de anchura y la deformación correspondiente a la carga máxima. Los procedimientos de ensayo se establecen en la norma UNE-EN ISO 10319:1996.
- **Deformación:** Deriva de la normativa anterior e incluye procedimientos para el cálculo del módulo secante como expresión de la rigidez, referente a puntos singulares correspondientes a deformaciones de 2%, 5% y 10% (UNE-EN ISO 10319:1996).
- **Almacenaje:** El almacenaje de los geosintéticos no se debe descuidar. Los geosintéticos no se deben exponer en general a los rayos UVA, ni deben estar en contacto con el agua. La humedad que se puede generar en los

geosintéticos al estar en contacto con el agua perjudicará la adhesividad entre las fibras y el betún.

- Temperatura de fusión: Esta propiedad es muy importante cuando los geosintéticos están en contacto con una mezcla bituminosa en caliente. Las temperaturas máximas admisibles se encuentran alrededor de 150 °C para las fibras de polipropileno o mayores en otros tipos de fibras.

En la actualidad, las fichas técnicas de los productos incluyen información relativa al peso por unidad de área, contenido máximo de retención betún, tensión de rotura máxima en función del sentido de instalación (resistencia a tracción en sentido transversal y longitudinal), ancho del rollo y su peso, resistencia al desgarramiento, temperatura de fusión y si es reciclable o no. En algunos casos, cuando se trata de geomallas se entrega información sobre los módulos secantes al 2%, 5% y 10 % de deformación. Si se refieren a geocompuestos se proporciona información por separado del geotextil y la fibra (normalmente se refiere a una fibra y no al conjunto). Se debe hacer notar que el valor de resistencia de una fibra ensayada es mayor que si se considera el conjunto de fibras.

### **2.2.3.2 Adherencia entre capas**

Cuando se aplica un recubrimiento bituminoso sobre un pavimento, es necesario que éste quede perfectamente adherido al anterior, esto significa que en la capa intermedia se debe alcanzar una resistencia al corte mayor que la que se va a producir durante su vida en servicio.

La falta de adherencia entre capas se traduce en la aparición en la superficie de grietas en forma parabólica. Es más probable que esto ocurra en zonas donde se producen operaciones de frenado o de giros de los vehículos, sobre todo cuando la temperatura ambiente es alta. Al colocar un geotextil impregnado para reducir la reflexión de grietas se puede pensar que esto causará una debilidad en la zona de unión de ambas capas, con la consiguiente disminución de la vida útil del recubrimiento.

Un estudio realizado por Button *et al.*, (1987) determinó que la adherencia para una capa intermedia con un geotextil impregnado, correctamente instalado entre dos capas de pavimento, no es peor que la que presenta la instalación de recubrimiento sobre un pavimento antiguo sin la presencia de un geotextil.

En dicho estudio se determinó que a medida que aumentaba la dotación de ligante, por encima de 0,22 l/m<sup>2</sup> (contenido óptimo utilizado para unir dos capas de pavimento sin la presencia de geotextil), la resistencia al corte de la capa intermedia también aumentaba. Por otro lado, se concluyó que los geotextiles generan un pequeño aumento de la resistencia al

cortante en la zona de capa intermedia a altas temperaturas, precisamente cuando la resistencia al corte del pavimento puede llegar a ser crítica. En caso de bajas temperaturas la presencia del geotextil puede disminuir la resistencia al corte en la zona de la intercapa pero en este caso la resistencia de la interfase es más adecuada.

### **2.2.3.3 Barrera de impermeabilización**

Después que un pavimento se agrieta, la durabilidad del mismo se reduce drásticamente. El deterioro por reflexión de grietas requiere una mayor frecuencia de conservación. Estas grietas reflejas que pueden aparecer sobre el nuevo recubrimiento permitirán la infiltración de agua a la estructura del pavimento, la cual puede deteriorar la capa de base y la explanada del firme, con lo cual decrecerá la capacidad portante sobre todo cuando la estructura del firme no presenta un buen drenaje.

En bases no tratadas con aglomerantes hidráulicos el módulo resiliente puede verse afectado por el grado de saturación o humedad que contenga la explanada. Generalmente, la respuesta de los materiales en estado seco, o parcialmente saturados son similares, pero cuando se aproximan a la saturación máxima pueden ser afectados, por lo que el módulo resiliente disminuye en los materiales granulares con altos grados de saturación, (Lekarp *et al.*, 2000).

La humedad de los pavimentos se debe fundamentalmente al agua de lluvia, que se infiltra a través de los mismos, ya sea en forma directa o lateral por las estructura del firme. A medida que aumenta la humedad se reduce la capacidad portante de la capa de asiento, la que con el tiempo y el flujo de tráfico producirá deformaciones de la superficie, la formación de rodadas y pérdida de la unión entre las capas. La magnitud del daño dependerá de cómo la estructura del firme drene rápidamente esta agua.

Se debe considerar que si la base del firme permanece un 10 % del tiempo saturada se puede reducir un 50% la vida del mismo. La US Federal Highway Administration (FHWA) estudió numerosas secciones de pavimentos, encontrando que entre un 33% y un 50% del agua que llegaba a las capas inferiores provenía de la precipitación que se infiltraba a través de la capa de rodadura de un firme con mezcla bituminosa y entre un 50% y un 67 % en un firme con capa de rodadura de hormigón (Marienfeld y Guram, 1999).

Si el diseño aconseja la instalación de una barrera impermeable en un pavimento deteriorado, se puede utilizar un geotextil impregnado o un geocompuesto, que sin lugar a dudas proporcionará beneficios, (Button y Lytton, 2003). Estos beneficios no pueden lograrse si se utiliza una geomalla.

(Marienfeld y Baker, 1999) realizó una evaluación del sistema de capa intermedia con geotextiles impregnados como barrera de humedad, para ello reunió la experiencia de varios investigadores que habían medido la permeabilidad de pavimentos tratados con y sin geotextiles impregnados. De esta evaluación se pueden extraer dos importantes conclusiones:

- Que efectivamente se observó una disminución de la permeabilidad de los pavimentos después de analizar testigos extraídos tras estar en servicio o analizando en algunos casos el agua infiltrada a través de los drenes que incorporaba la estructura del firme.
- Que el geotextil impregnado continuaba funcionando como barrera impermeable aún cuando el pavimento presentaba grietas ya que su permeabilidad no aumentaba, lo que demuestra que los geotextiles no estaban dañados.

Lo anterior se puede resumir en que la colocación de un geotextil impregnado de betún controlará la infiltración del agua superficial hacia el interior del pavimento a través de las grietas reflejadas y de las grietas de origen térmico, (Holtz *et al.*, 1998). En algunos pavimentos con grandes desplazamientos se podría producir la rotura del geotextil, con lo cual esta barrera impermeable se rompería, perdiendo su eficacia.

La selección de un geotextil, para actuar como barrera impermeable y aliviar tensiones, se debe basar en la capacidad del mismo para absorber y retener betún residual (proveniente del riego de adherencia). Esta capacidad de retención estará directamente relacionada con la masa por unidad de área que éste posea. Con lo que un geotextil más grueso será más efectivo en retrasar el reflejo de grietas que un geotextil más delgado, (Holtz *et al.*, 1998). Por lo que la AASHTO M288, 1997 señala que la masa mínima que debe tener un geotextil es de  $140 \text{ g/m}^2$ . Si aumentamos el grosor de un geotextil llegamos a que cuando estos superan los  $200 \text{ g/m}^2$  presentan problemas de saturación, (Lytton, 1989).

Según indica (Marienfeld y Baker, 1999), refiriéndose a varias publicaciones científicas en las que se había evaluado el contenido de ligante que poseían los geotextiles instalados en pavimento, un porcentaje alto de estas muestras contenían una cantidad de ligante menor que el recomendado por los fabricantes.

Para obtener el efecto barrera se deben colocar contenidos de ligante mayores a  $0,9 \text{ l/m}^2$  (Marienfeld y Baker, 1999). A partir de estos contenidos la permeabilidad del geotextil impregnado es de  $10^{-5} \text{ mm/s}$  y corresponde al punto en el cual el efecto barrera comienza a ser importante. En todo caso, no se debe olvidar que además de esta cantidad ( $0,9 \text{ l/m}^2$ ) se debe aplicar una cantidad adicional al antiguo pavimento para permitir la adherencia de la

capa intermedia. Sin esta cantidad adicional, el pavimento extraería ligante desde el geotextil disminuyendo la cantidad que éste requiere. En la Figura 2.19 se puede observar la variación de permeabilidad en función del contenido de ligante (el ligante aplicado incluye adicionalmente  $0,2 \text{ l/m}^2$  para facilitar la adherencia de capa intermedia).

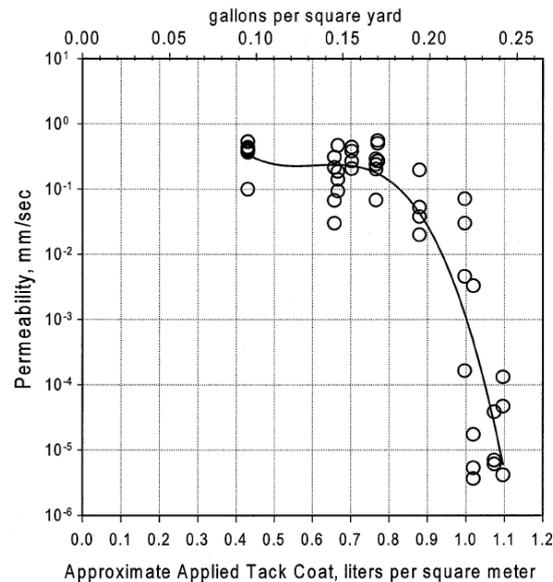


Figura 2.19 Ensayos de permeabilidad realizados a testigos que incluían geotextiles (Marienfeld y Guram, 1999)

Una barrera impermeable bajo el nuevo pavimento puede producir problemas cuando esta capa no tiene una compactación adecuada. Si el agua penetra por la superficie y queda retenido sobre el geotextil, la compactación posterior producida por el paso de los vehículos combinado con presencia de agua, causará un rápido fallo de la capa de rodadura.

#### 2.2.3.4 La rigidez en las geomallas

Tan importante como es para los geotextiles el contenido de betún que pueden retener para actuar como barrera impermeable, es la rigidez de la geomalla para actuar como refuerzo del recubrimiento.

La resistencia que oponga la geomalla a una deformación determinará cuánto reforzará la capa de recubrimiento. Lytton (1989) ya había anticipado que los geotextiles con un alto módulo de rigidez podrían mejorar la resistencia a tracción de los recubrimientos.

La eficacia de una geomalla para reforzar el recubrimiento está ligada a su módulo de rigidez (Sprague *et al.*, 1998). La norma UNE-EN ISO 10319:1996 define la rigidez como el cociente entre la carga por unidad de anchura, en kilonewton por metro, y su deformación.

Sprague (1998) señaló que aunque estas dos magnitudes (deformación y resistencia) son importantes para una correcta utilización de las geomallas, los productores suelen entregar como información que caracteriza el producto los valores de la resistencia máxima (que suele variar de 15 a 250 kN/m) ó la deformación máxima, pero no se publica la resistencia a una deformación dada.

Para que una geomalla trabaje adecuadamente es necesario que sufra una deformación previa, que se corresponderá con la que se esté desarrollando en el recubrimiento bituminoso. Si debido a este alargamiento de la mezcla se supera la resistencia máxima de rotura de la geomalla se producirá el fallo (agrietamiento). Por consiguiente, se vuelve imperativo que el refuerzo se movilice significativamente para un nivel de deformación que sea compatible con las propiedades de tensión-deformación de la mezcla bituminosa, (Sprague *et al.*, 1998). Además se debe observar la importancia de la dirección en que se entregue este módulo de rigidez, ya que el mayor módulo de rigidez de la geomalla debería corresponder a la dirección perpendicularmente a la que se desarrolla la grieta (longitudinal o transversal).

Por lo que un valor de deformación o resistencia máxima de la geomalla no sería decisivo para valorar el aporte que esta haría sobre el recubrimiento, debido a que el refuerzo en el agrietamiento depende más de la rigidez y la resistencia que puede proporcionar esta en la zona próxima a la grieta, (de Bondt, 1999).

La pregunta que se puede plantear es: ¿Cuál es el valor de deformación al que se debe determinar la rigidez del producto, para que efectivamente refuerce?. El problema es que generalmente las especificaciones técnicas dadas por los productores suelen corresponder a deformaciones del 2% y 5% entre otras y estas deformaciones se pueden considerar como excesivas para mezclas bituminosas.

Por otro lado, (de Bondt, 2000) utilizó valores de deformación más razonables, del 0,25 % en ensayos a tracción de geomallas, con velocidades de deformación constante de 0,0019 mm/s, para estimar el aporte en la resistencia de un recubrimiento sometido a variaciones térmicas.

Para el caso de geotextiles, (Montestruque y Martins, 2001) realizó un estudio que tenía por objetivo comprender cómo variaban las propiedades viscoelásticas del geotextil impregnado con betún mediante la realización de ensayos de tracción hasta rotura en probetas de 20 x 20 cm. Los geotextiles ensayados correspondían a fibras continuas de poliéster con una masa de: 150, 200 y 300 gr/m<sup>2</sup>, las muestras se emplearon sin y con betún, en este último caso las tasas de impregnación fueron de 1,4; 1,6 y 2,3 l/m<sup>2</sup>. Las velocidades del ensayo de tracción a deformación constante fueron de 20, 50, 150 y 350 mm/min.

De acuerdo con el estudio anterior se extrajeron las siguientes conclusiones:

- A través de las curvas tensión-deformación de las muestras impregnadas con ligantes bituminosos, se observa que existe una zona elástica y otra plástica.
- Que con un aumento de la dotación de ligante se producen aumentos significativos de la resistencia a tracción del geotextil y de su módulo de rigidez.
- El aumento de la velocidad en el ensayo de tracción (sin aumentar la tasa de impregnación) supone un aumento de la zona elástica de la curva y del módulo de rigidez.

En la figura siguiente (Montestruque y Martins, 2001), se presenta la variación de la rigidez de un geotextil en función del tiempo.

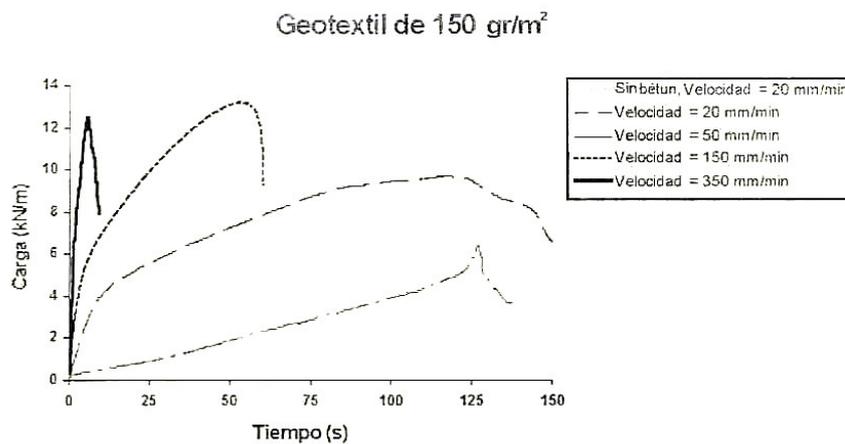


Figura 2.20 Curva de respuesta del geotextil impregnado con betún al variar la velocidad de aplicación de carga (Montestruque y Martins, 2001)

## 2.2.4 MODELOS QUE ANALIZAN EL EFECTO DE LOS GEOSINTÉTICOS COMO PARTE DEL FIRME

### 2.2.4.1 Modelo de Lytton

Lytton (1989) propuso un ensayo a fatiga, este se basaba en la aplicación de dos cargas centrales sobre un viga biapoyada (Figura 2.21). Indica que con este procedimiento se pueden representar los dos modos de desplazamiento. Los modos de I y II ocurren cuando el material, inserto en la capa de recubrimiento, actúa como una capa disipadora de esfuerzos. El modo II tiene lugar cuando el material en la capa intermedia refuerza el recubrimiento bituminoso.

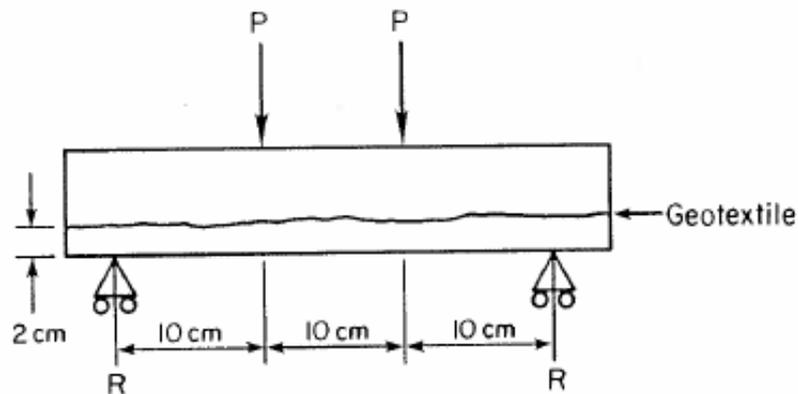


Figura 2.21 Viga de ensayo con dos cargas centradas, Lytton (1989)

La viga presentaba en la zona central entre las dos cargas una zona en la que no hay esfuerzo cortante. El fallo ocurre gradualmente en un sector denominado por Lytton como “zona de proceso de fractura”. Este se produce en todo el espesor de la probeta, desde la zona de tracción hasta la zona de compresión en la superficie. La grieta se produce normalmente en la zona comprendida entre ambas cargas.

En esta experiencia se compararon geotextiles de alto y bajo módulo. Los geotextiles se encontraban ubicados a una distancia de la cara inferior que oscilaba entre 18 y 25 mm

En Figura 2.22 se muestran los modos de fallo de la probeta. El modo I (a) corresponde a la grieta que atraviesa el geotextil, el modo II (b) muestra cómo la grieta gira y se desplaza por el lado inferior del geotextil, el modo III representado al final de la figura indica que la grieta comienza en la parte superior del pavimento y se extiende en hacia abajo dirección del geotextil.

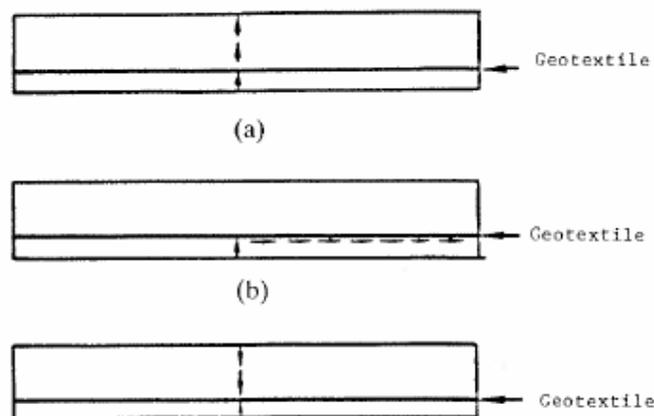


Figura 2.22 Tipo de fallo que se produce de acuerdo al modo de desplazamiento de Button y Lytton (1987) y Lytton (1989)

Para que una capa intermedia pueda actuar como refuerzo debe tener una rigidez mayor que la que tiene el recubrimiento. Si esto es así, la capa intermedia puede permitir un ahorro en el espesor de la capa de la capa superior. En este caso el método de diseño debe poder reflejar dicha situación. Lytton (1989) diseñó un modelo que determinaba el espesor de la capa del recubrimiento, en función de la rigidez de la capa intermedia, partiendo de la hipótesis de que se debe producir el despegue del recubrimiento de la capa intermedia, antes de que se produzca el fallo en el recubrimiento. Con esta hipótesis la altura del recubrimiento corresponde a:

$$d_o = \frac{K_o \Delta}{(f_{to}) \beta \sinh\left(\frac{\beta w}{2}\right)} \left[ \cosh \frac{\beta w}{2} - 1 \right] - n_{if} \quad 2-11$$

Siendo:

$d_o$  Espesor del recubrimiento

$K_o$  Rigidez al corte del ligante

$$\beta = \sqrt{\frac{K_o}{E_u d_u}} \quad 2-12$$

Donde:

$E_u$  Rigidez elástica.

$d_u$  Espesor combinado de ambas capas.

$f_{to}$  Resistencia a tracción del recubrimiento.

$w$  El mínimo ancho de la interna colocada sobre el pavimento existente.

$n$  Razón de rigidez elástica (razón entre rigidez de la capa intermedia y rigidez elástica del recubrimiento).

$\Delta$  Abertura total de la grieta.

En el caso de las geomallas la altura del recubrimiento sería.

$$d_o = \frac{K_o \Delta}{(f_{to})(1 + np) \beta \sinh\left(\frac{\beta w}{2}\right)} \left[ \cosh \frac{\beta w}{2} - 1 \right] \quad 2-13$$

Donde:

$p$  : La razón (en tanto por uno) del área de la sección transversal de la geomalla dividida por el área de la sección transversal del recubrimiento.

Al realizar un análisis de las ecuaciones anteriores, se ha observado lo siguiente:

- El espesor del recubrimiento,  $d_o$ , aumenta si la apertura de la grieta,  $\Delta$ , se incrementa.
- El espesor del recubrimiento decrece si la rigidez del geotextil,  $n_{(f)}$ , se incrementa.
- Para las geomallas, los espesores requeridos para el recubrimiento decrecen como la razón,  $p$ , y la razón de rigidez elástica,  $n$ , se incrementa.
- Cuando el valor calculado,  $d_o$ , es más grande que el espesor real del recubrimiento, se producirá la fractura. Inversamente, cuando el valor calculado es más pequeño que el grueso real, ocurrirá el despegue de las capas.

En todo caso si la capa intermedia actúa disipando tensiones el espesor del recubrimiento no se debe variar, esto es debido a que el geotextil no está reforzando la capa de recubrimiento.

Un estudio de Predoehl (1990) citado por Amini (2005) indicó que la disminución de espesor de la capa de recubrimiento depende de si se emplea o no un geotextil. La Figura 2.23 indica que la utilización de una capa intermedia con la incorporación de un geotextil equivaldría a una capa de recubrimiento de 30 mm de espesor.

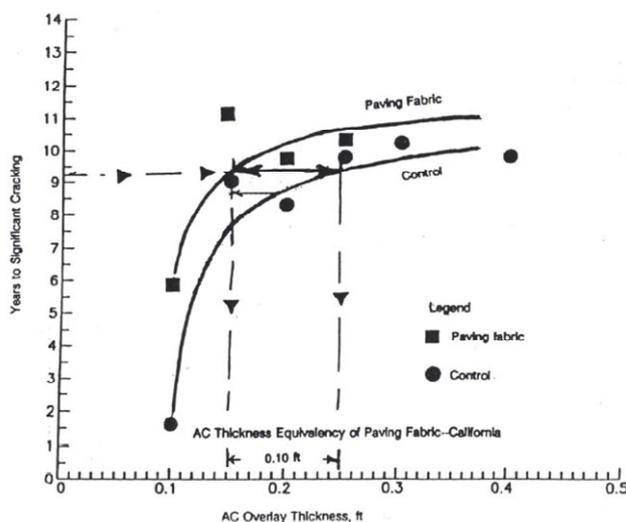


Figura 2.23 Disminución del espesor de la capa de recubrimiento por el uso de un geotextil Predoehl (1990)

Button (1989) realizó un estudio, en el estado de Texas, en el que comparó varios tipos de geotextiles con distintos espesores de recubrimientos; el estudio duró más de 8 años.

A partir de estos datos, Amini (2005) realizó un análisis y observó una disminución en el número de grietas y el potencial ahorro de espesor en la capa de recubrimiento. Tal como se observa en la Figura 2.24.

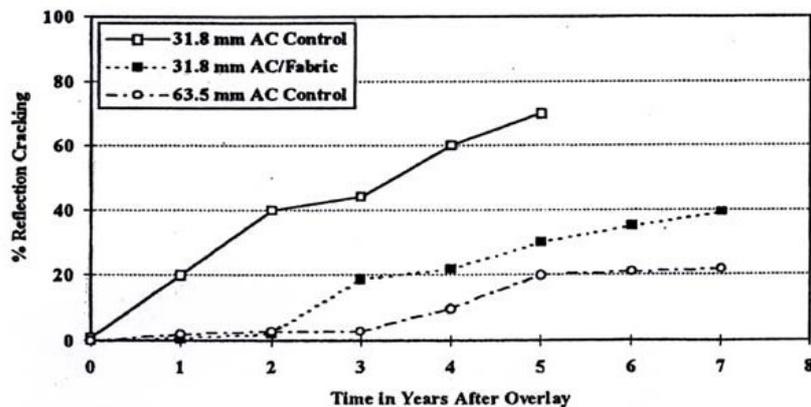


Figura 2.24 Efecto del geotextil en el proceso de reflexión de grietas, (Button,1989)

Concluyó que un espesor de recubrimiento de 63,5 mm se tiene un porcentaje similar de grietas que un recubrimiento de 31,8 mm con geotextil. Por lo que el beneficio de la inclusión de un geotextil es significativo.

También Bondt determinó la relevancia y la influencia de los parámetros que influyen en la reflexión de grietas, y comparó la eficiencia de diferentes productos comerciales.

El análisis de Bondt (1999 y 2000), se realiza a través de elementos finitos, debido a que considera que es el único medio para lograr definir en forma precisa: la presencia de grietas o juntas en el pavimento, los distintos tipos de cargas (tráfico, variaciones de temperatura y movimientos diferenciales del suelo), los movimientos ascendentes o descendentes de las grietas y los movimientos relativos entre las distintas capas.

En su investigación se indica que generalmente la aportación de refuerzo del geosintético no coincide con la supuesta resistencia del producto. Además indica que el refuerzo que puede aportar un geosintético alrededor de una grieta dependerá de dos parámetros: la rigidez y la adherencia.

La rigidez será igual al módulo de rigidez del material multiplicado por la suma de las áreas efectivas de las fibras por unidad de longitud en la dirección perpendicular a la aplicación de la fuerza. El segundo parámetro de importancia es la adherencia entre el

refuerzo y la mezcla bituminosa, definido a partir de la rigidez de adherencia. Este valor se determinó a través del ensayo de pull-out test en testigos extraídos del pavimento.

Como conclusión estableció que para que un geosintético pueda aumentar la vida útil de un recubrimiento es preciso que los dos parámetros anteriores presenten valores elevados.

#### **2.2.4.2 Modelo de propagación de grietas de Molenaar**

Molenaar y Nods presentaron un método simplificado para analizar la resistencia a la reflexión de grietas de un recubrimiento, (Molenaar y Nods, 1996). Este método permite hacer una comparación directa de la vida útil entre un pavimento sin refuerzo y otro con refuerzo.

El método está basado en el modelo desarrollado por la Universidad de Texas para el análisis de los esfuerzo en las grietas del pavimento, ensayos de laboratorio para mezclas con y sin geomallas, y un trabajo desarrollado en la Universidad Tecnológica de Delft sobre propagación de grietas en mezclas bituminosas, (Elsing y Sobolewski, 1998).

Se considera el pavimento como un sistema formado por dos capas, en la que la inferior se apoya sobre una explanada. Las cargas del tráfico se asimilan a una carga circular uniformemente repartida y en la capa recubrimiento se considera que la grieta avanza desde la parte inferior hacia la superficie. De acuerdo con este procedimiento, la propagación de la fisura puede ser modelada mediante la llamada ley de Paris, independientemente de que el pavimento esté o no reforzada con un geosintético.

Teniendo en cuenta la ley de Paris:

$$\frac{da}{dN} = A \times K^n \quad 2-14$$

En donde:

$\frac{da}{dN}$  Es el incremento de la longitud de fisura por ciclo de carga

$A, n$  Constantes del material

$K$  Factor de intensidad de tensiones

Se puede estimar en forma aproximada el número de ciclos que puede soportar un pavimento de espesor  $h$  mediante la siguiente expresión:

$$N = \frac{h}{\left(\frac{da}{dN}\right)} \quad 2-15$$

En donde:

- $N$  Número de ciclos hasta el fallo.  
 $h$  Espesor del recubrimiento.

Para la determinación del factor de intensidad de tensiones  $K$ , se deben diferenciar dos tipos de sollicitaciones:

- Las tensiones debidas a la flexión, que se producen cuando la carga está sobre la fisura.
- Las tensiones a cortante, que se producen cuando la carga está a un lado de fisura.

Representando la distribución de tensiones en ambos casos y mediante un programa de elementos finitos desarrollo por la Universidad de Texas se obtienen las siguientes expresiones del factor de intensidad de tensiones, (Elsing y Sobolewski, 1998).

- $K_b$  debido a la flexión

$$K_b = k_b \times q \times e^{\left(\frac{-BL}{2}\right)} \times \frac{\text{sen}\left(B \times \frac{L}{2}\right)}{B^2} \times d^{\frac{3}{2}} \quad 2-16$$

- $K_s$  debido a cortante

$$K_s = k_s \times q \times \frac{\left[1 + e^{-BL} \times (\text{sen } B \times L - \cos B \times L)\right]}{4 \times B \times d^{\frac{1}{2}}} \quad 2-17$$

Donde:

- $B$   $(1/0,55 \times d)^* (E_s/E)^{1/3}$  Factor de rigidez del pavimento.  
 $E_s$  Módulo de elasticidad de la capa existente.  
 $E$  Módulo de elasticidad de la nueva capa.  
 $d$  Espesor de la sección.  
 $q$  Carga debida a la rueda.  
 $L$  Longitud del área de contacto.  
 $k_b$  y  $k_s$  Parámetros adimensionales del factor de intensidad de tensiones; estos tienen una base experimental dependiendo de la relación  $c/d$  (longitud fisura /

espesor de la sección) y del grado de adherencia entre la geomalla y las capas de mezcla bituminosa (Elsing y Sobolewski, 1998).

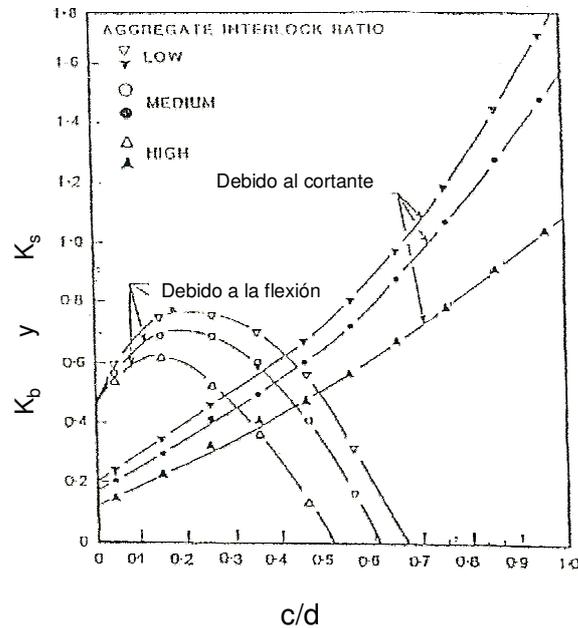


Figura 2.25 Factor de intensidad de tensiones

Por lo tanto, se puede comparar el crecimiento de la fisura y el número de ciclos que un pavimento reforzado o no puede soportar, en función de los parámetros  $A$ ,  $n$ .

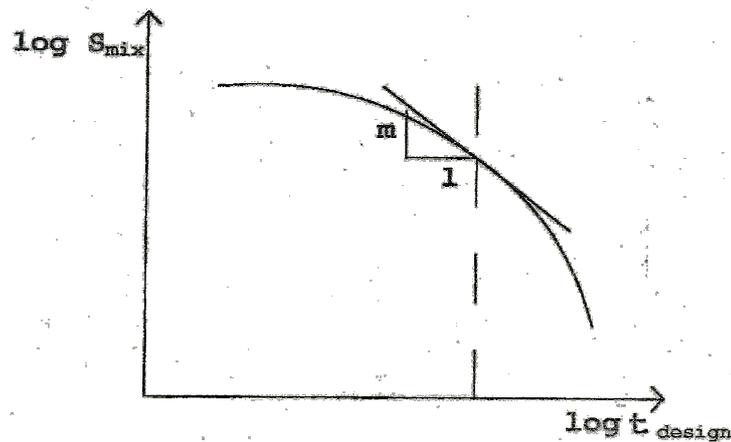
Para la determinación del parámetro  $n$  se emplea la siguiente relación:

$$n = \frac{2}{(m \times \gamma)} \quad 2-18$$

Donde  $m$  es la pendiente de la recta tangente a la curva que representa la relación entre el módulo de rigidez de la mezcla bituminosa y la duración del ciclo de carga en doble escala logarítmica (Figura 2.26).

La constante  $\gamma$  se calcula mediante una expresión experimental que incluye los módulos de rigidez del betón ( $S_{bet}$ ) y de la mezcla bituminosa ( $S_{mez}$ ).

$$\ln \gamma = 0.34 - 3.58 \times 10^{-4} \times S_{mez} - 6.67 \times 10^{-3} \times S_{bet} + 1.01 \times 10^{-4} \times S_{mez} \times \ln S_{bet} \quad 2-19$$

Figura 2.26 Representación esquemática de  $m$ , (Molenaar y Nods, 1996)

Unos valores razonables, en  $m$  función de las condiciones climáticas, del parámetro  $n$  pueden ser:

Condiciones tropicales	$n = 3.5$
Condiciones climáticas moderadas	$n = 4.5$
Regiones frías	$n = 7.0$

Tabla 2-1 Valores de  $n$  para mezclas bituminosas (Molenaar y Nods, 1996)

La constante  $A$  depende de un gran número de factores, pero diversas investigaciones la han calculado con suficiente precisión.

$$\log A = a_0 + a_1 \times n \quad 2-20$$

Donde  $a_0$  y  $a_1$  son constantes que dependen de los materiales. En una experiencia realizada por (Elsing y Sobolewski, 1998), se obtuvo la siguiente ley:

$$\log A = -2.36 - 1.14 \times n \quad 2-21$$

El efecto del refuerzo con una geomalla en la capa de recubrimiento puede simularse, según (Molenaar y Nods, 1996), tomando valores reducidos del parámetro  $A$  y manteniendo el mismo valor de  $n$ . Esta investigación considera que una geomalla de poliéster con una óptima adherencia de las capas asfálticas, se puede expresar a través de las siguientes expresiones:

$$A_{\text{reforzado}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times A \quad 2-22$$

$$n_{\text{reforzado}} = n$$

Si se quiere utilizar el mismo criterio de evaluación, para diferentes tipos de geosintéticos, se puede utilizar la expresión general de la ecuación 2-22. (Koerner, 1998) determinó los valores de la constante  $A$  presentados en la Tabla 2-2

Valores de la constante A para distintos geosintéticos		
Geotextil no tejido	$A_{gt}$	0,50 $A$
Geomalla de polipropileno	$A_{pp}$	0.35 $A$
Geomalla fibra de vidrio	$A_{fg}$	0,25 $A$

Tabla 2-2 Varios valores para A (Koerner, 1998)

Este modelo se aplicó para realizar una comparación entre dos posibles secciones a emplear en la rehabilitación del pavimento de un aeropuerto, tratando de determinar la vida útil que se podría conseguir con cada una de las dos soluciones. La primera solución consiste en colocar sobre el antiguo pavimento una capa de 100 mm de mezcla bituminosa y la alternativa considera extender una geomalla de poliéster y sobre ésta 70 mm de mezcla bituminosa. Desarrollando el modelo se determinó que el número de ciclos,  $N$ , hasta el momento de fallo para la solución sin refuerzo de  $3,1 \times 10^5$  y para la solución con geomalla se obtiene un número de  $5,4 \times 10^5$ .

#### **2.2.4.3 Modelo de propagación de grietas de Cleveland**

Un nuevo avance fue realizado por el Instituto de Transporte de Texas (Cleveland *et al.*, 2002), empleando el ensayo del TTI Overlay Tester, que ayudó a determinar:

- Los parámetros de propagación de grietas  $A$  y  $n$ .
- Se determinó en un diagrama la relación de estos parámetros para establecer la eficacia de cada geosintético para detener o reducir el agrietamiento.
- Se realizó un análisis comparativo de diferentes productos.
- Se propusieron métodos para la predicción de la grieta.

En general, los autores definieron un nuevo concepto para evaluar el efecto de un geosintético como refuerzo de un recubrimiento, éste se denominó Factor de Refuerzo,  $R$ , y se calculó para cada ciclo de carga en función de la tasa de crecimiento de la grieta. Utilizando las constantes  $A$ ,  $n$ ,  $B$  y  $M$  desarrollaron un indicador de la velocidad de la grieta para comparar la efectividad relativa de los geosintéticos utilizados.

Se debe recordar que la ecuación de la velocidad de crecimiento de una grieta se puede relacionar con la integral de contorno  $J$  (descrita en el apartado 2.1.4).

$$\frac{da}{dN} = A \times J^n \quad 2-23$$

Esta ecuación fue adaptada definiendo una pseudo integral  $J_R$  que corresponde a la energía de tensión disipada  $dW_R/dN$  (o pseudo trabajo) por el área de crecimiento de la grieta.

$$J_R = \frac{\frac{dW_R}{dN}}{2b \frac{da}{dN}} \quad 2-24$$

El área fue determinada multiplicando la velocidad de crecimiento de la grieta por dos veces el espesor de la probeta ( $b$ ).

Con lo cual la ecuación de velocidad de propagación de la grieta (ecuación 2-23) queda expresada como:

$$\frac{da}{dN} = A \times (J_R)^n \quad 2-25$$

La relación existente entre la pseudo J-integral,  $J_R$ , y la velocidad de crecimiento de la grieta se determina con la siguiente gráfica.

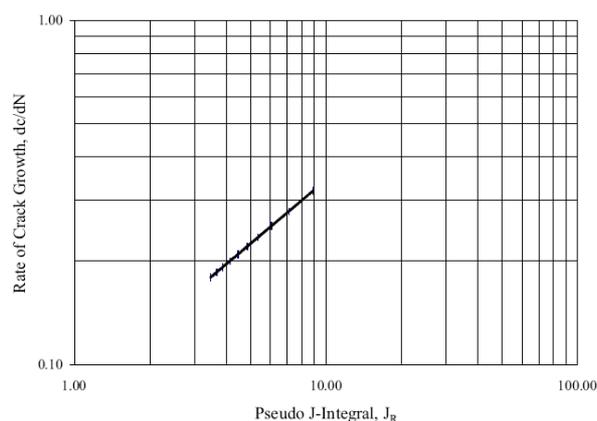


Figura 2.27 Relación entre  $J_R$  y velocidad de velocidad de la grieta (Cleveland *et al.*, 2002)

El factor de refuerzo, R, se fundamenta en que los bucles de histéresis carga-deformación tienen un trazo suave y bien definido, lo que sucede siempre que la probeta no tenga daño.

Con la aplicación repetida de deformaciones, el material empieza a fatigarse y aparecen micro-grietas que producen discontinuidades en los bucles de histéresis.

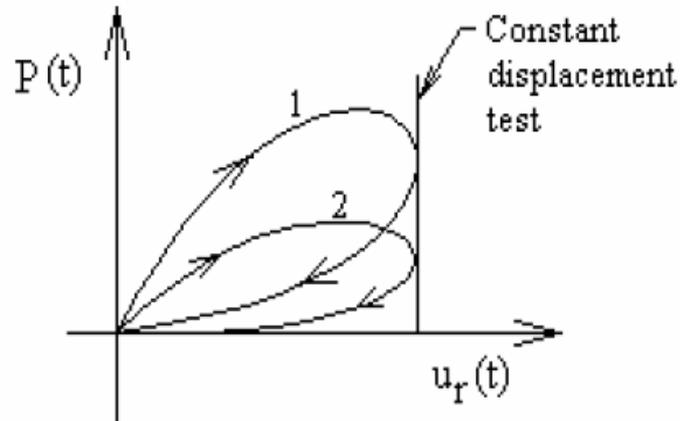


Figura 2.28 Bucle de ciclos de carga-deformación (Cleveland *et al.*, 2002)

Esta situación se presentó, según los investigadores, en las probetas no reforzadas con geosintéticos. En el caso de las probetas reforzadas se observó un giro a la izquierda cambiando la dirección del bucle.

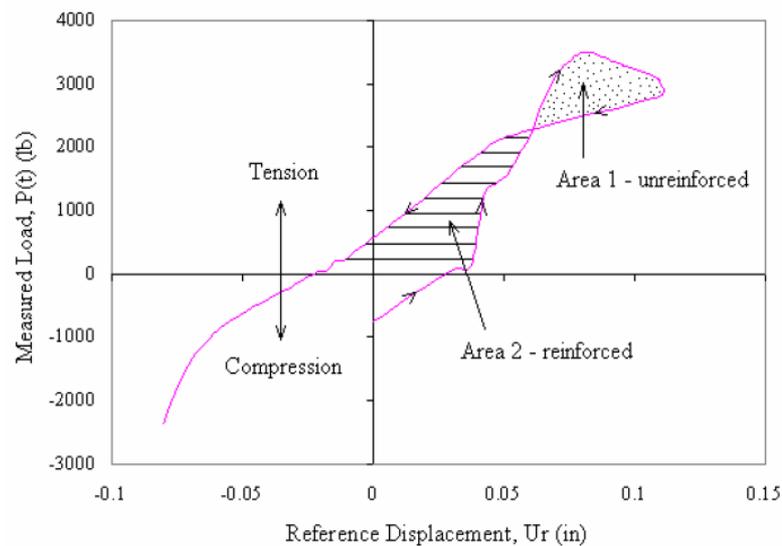


Figura 2.29 Bucle para carga-deformación para probetas reforzadas con geosintéticos (Cleveland *et al.*, 2002)

Con estas dos áreas diferentes, ensayando muestras con y sin refuerzo, se puede determinar una pseudo energía de deformación como la suma de las áreas de las diferentes zonas.

De acuerdo a lo anterior se definió el Factor de Refuerzo, R, como:

$$R = \frac{\text{Area del Bucle recorrida en sentido antihorario}}{\text{Area del Bucle recorrida en sentido horario}} = \frac{\text{Area 1}}{\text{Area 2}} \quad 2-26$$

De acuerdo a lo anterior la velocidad de la grieta en función del Factor de Refuerzo se define como:

$$\frac{da}{dN} = B(R)^m \quad 2-27$$

La relación anterior se representa en la siguiente gráfica:

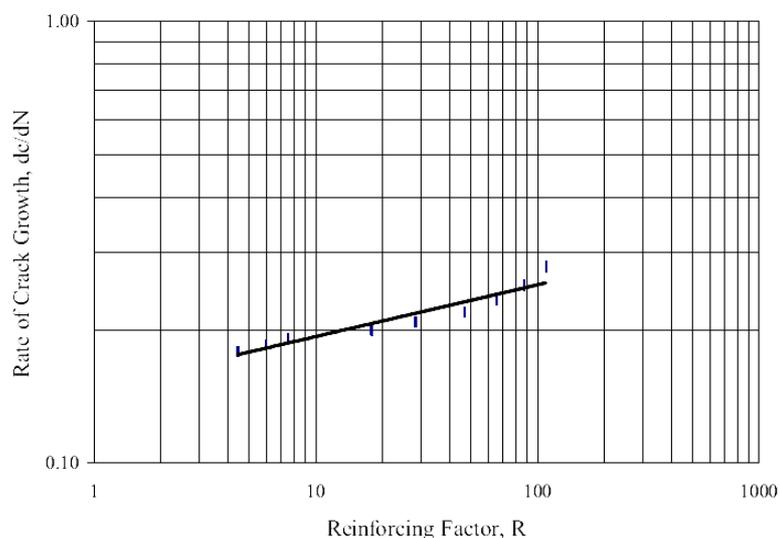


Figura 2.30 Relación entre el Factor de refuerzo y la velocidad de crecimiento de la grieta (Cleveland *et al.*, 2002)

Los investigadores presentaron una serie de regresiones que permite comparar la eficacia de los distintos productos ensayados. En la tabla siguiente se recogen, a modo de ejemplo, algunos productos que han sido utilizados en esta investigación.

Material	Valores de las constantes basadas en el cálculo de:			
	$J_R$		Factor de reforzamiento $R$	
	$A$	$n$	$B$	$m$
Geomalla de poliéster	0,0829	0,6181	0,1477	0,1171
Geomalla de fibra de vidrio	1,1961	-0.5259	0,2381	0,6355
Control (sin geosintético)	0,2215	0,3071	0,3321	0,0718

Tabla 2-3 Valores de parámetros constantes para calcular la velocidad de crecimiento de la grieta

Para comparar los distintos productos se deben emplear ambos conceptos, por un lado la velocidad de crecimiento de la grieta y por otro la capacidad de refuerzo de los distintos productos.

La velocidad de crecimiento de la grieta, como se ha indicado anteriormente, está influenciada por la energía disipada en la punta de la grieta, expresada en la ecuación 2-25. Por otro lado, esta velocidad se verá restringida por la mayor o menor eficiencia de los geosintéticos. La eficiencia de los geosintéticos está expresada en función del Factor de Refuerzo, en la ecuación 2-27.

Por lo anterior, se puede definir que la velocidad de propagación de la grieta, que permitiría comparar los distintos geosintéticos, se puede expresar de la siguiente forma:

$$\log\left(\frac{da}{dN}\right) = \left[\log A + n \log \bar{J}_R\right] - \left[\log B + m \log(\bar{R} + 1)\right] \quad 2-28$$

Donde:

$\bar{J}_R$  Es el valor medio de la pseudo integral de cada geosintético.

$\bar{R}$  El valor medio del factor de reforzamiento para cada geosintético.

En la tabla siguiente se recogen los resultados correspondientes a los diferentes productos evaluados:

Identificación muestra	Variación seudo J-integral	Variación Factor Refuerzo	Parámetros de propagación de grietas		Constantes del Factor de Refuerzo		Velocidad de propagación de la grieta
			$A$	$n$	$B$	$m$	$\log\left(\frac{da}{dN}\right)$
Geomalla de fibra de poliéster	6,2	57,2	0,083	0,62	0,148	0,12	0,03
Geomalla de fibra de vidrio	4,6	14,0	1,916	-0,53	0,238	0,64	-0,19
Control	10,5	15,8	0,222	0,31	0,332	0,07	0,05

Tabla 2-4 Velocidad de la grieta en función de varios parámetros para distintos productos, adaptado de (Cleveland *et al.*, 2002)

Para finalizar, se indican las principales regresiones encontradas por Cleveland *et al.* (2002) para diferentes geosintéticos analizados en esta investigación.

Producto	Log A v/s n Log B v/s m
Hatelit C40/17	$\log A = -2,549 + 2,374n$
	$\log B = -0,761 + 0,591m$
GlasGrid 8501	$\log A = -0,294 - 1,096n$
	$\log B = 2,347 + 2,712m$
Muestra de control	$\log A = -1,582 - 3,485n$
	$\log B = 0,799 + 1,824m$

Tabla 2-5 Parámetros de A y n para diferentes productos (Cleveland *et al.* 2002)

En la figura siguiente se encuentra la relación entre los parámetros A y n para todos los productos estudiados por estos investigadores.

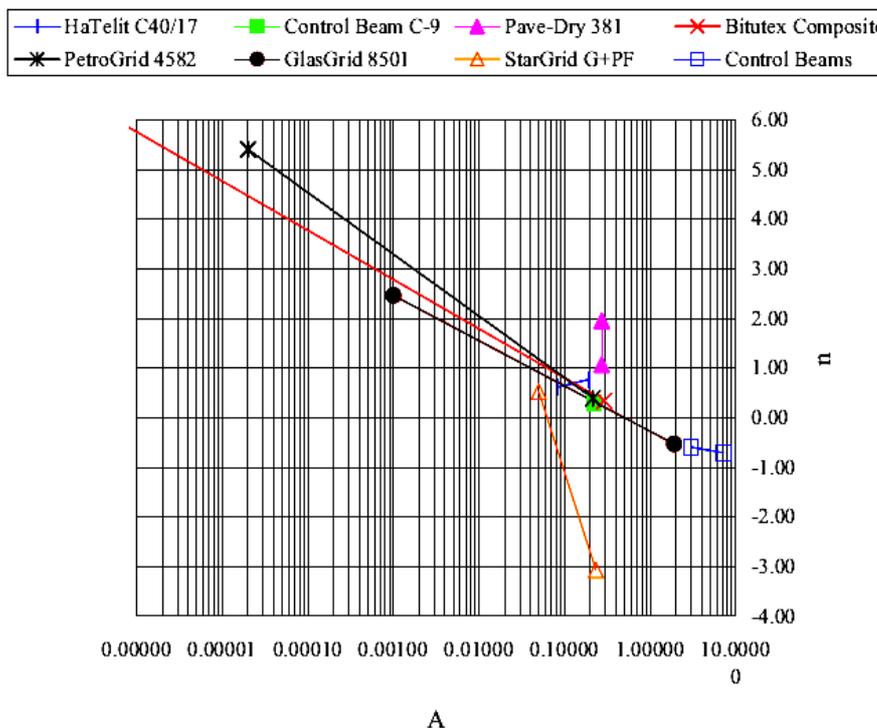


Figura 2.31 Parámetros de A y n para distintos geosintéticos analizados,(Cleveland *et al.*, 2002)

**2.2.4.4 Modelos mecanicistas**

Este método de diseño está basado en estudios previos de Majidzadeh, y considera los dos modos de fallo tradicionales de cualquier método de diseño mecánico: el fallo por fatiga de una mezcla bituminosa y la deformación de la explanada. La deformación de la explanada se asocia a las deformaciones verticales que sufre la estructura del firme; la fatiga de la mezcla bituminosa es causada por los esfuerzos tangenciales que se producen bajo la capa de mezcla bituminosa.

La relación entre la deformación crítica bajo la capa de mezcla bituminosa y el número de ciclos para producir el fallo por fatiga se puede expresar de las siguientes maneras:

Para los ensayos con control de carga.

$$N_f = C_1 \left( \frac{1}{\sigma_h} \right)^{m_1} \tag{2-29}$$

Para ensayos con control de deformación.

$$N_f = C_2 \left( \frac{1}{\varepsilon_h} \right)^{m_2} \quad 2-30$$

Donde:

- $N_f$  La fatiga por flexión en un pavimento flexible  
 $\sigma_h$  Esfuerzo máximo a tracción en la cara inferior de la capa de rodadura.  
 $\varepsilon_h$  Deformación máxima de la capa inferior de la capa de rodadura.  
 $C_1, C_2, m_1, m_2$  parámetros que se obtienen en ensayos de laboratorio.

Para considerar la contribución de los geosintéticos se estableció el Factor de Efectividad, FEF (Fabric Effectiveness Factor) que relaciona la fatiga por flexión de una mezcla bituminosa con y sin geosintético.

$$FEF = \frac{N_{fr}}{N_{fu}} \quad 2-31$$

Donde:

- $FEF$  Factor de efectividad del geosintético.  
 $N_{fr}$  Número de ciclos hasta la fatiga con refuerzo.  
 $N_{fu}$  Número de ciclos hasta la fatiga sin refuerzo.

Para evaluar el grado de efectividad de los geosintéticos deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- Geometría y flexibilidad de la carretera.
- tipo de geosintético utilizado y su emplazamiento.
- tipo de betunes.
- nivel de esfuerzos.

El número de ciclos hasta la fatiga en los casos en que se cuenta con refuerzo se puede determinar mediante la expresión:

$$N_{fr} = N_{fu} \times FEF(i, \varepsilon_h) \times GEO \quad 2-32$$

Donde:

$FEF(i, \varepsilon_h)$  Grado de efectividad del geosintético ( $i$ ) para una deformación impuesta.

$GEO$  Es una corrección geométrica que tiene en cuenta la profundidad del geosintético en la mezcla bituminosa y se determina como:

$$GEO = 0.64 \left( \frac{d'}{z} \right)^{1.60} \quad 2-33$$

$GEO$  se calcula a partir de la profundidad de la capa intermedia medida desde la parte superior del firme ( $d'$ ) y de la profundidad de la fibra neutra ( $z$ ) bajo la carga de tráfico.

Otro método mecanicista fue presentado por (Montestruque y Martins, 2001). El estudio fue dirigido a evaluar de forma cualitativa y cuantitativa el beneficio que se obtiene al utilizar geomallas como elemento de refuerzo contra la propagación de grietas.

El factor de efectividad de la geomalla se denomina como  $FEG$  y se define como:

$$FEG = N_{f(\text{con-geomalla})} / N_{f(\text{sin-geomalla})} \quad 2-34$$

El número requerido de aplicaciones de carga del sistema (flexión/corte) para que se refleje la grieta en la superficie del recubrimiento bituminoso se calcula mediante:

$$N_f = \frac{1}{C_{f1}} \quad 2-35$$

Donde el consumo unitario ( $C_{f1}$ ) de vida útil de la sección que es la suma de los consumos producidos por las solicitaciones críticas generadas con el paso de una carga de rueda generados por efecto de flexión y de cortante, que corresponde a la siguiente expresión:

$$C_{f1} = \frac{1}{N_{f(F)}} + \frac{2}{N_{f(c)}} \quad 2-36$$

Donde:

$N_{f(F)}$  Número de ciclos de aplicación de carga requeridos para la reflexión grieta a través del modo flexión.

$N_{f(c)}$  Número de ciclos de aplicación de carga requeridos para la reflexión grieta a través del modo cortante.

Se obtuvo la siguiente tabla, que indica el factor de eficiencia ( $FEG$ ), para distintas aperturas de grietas, utilizando una geomalla de poliéster de alta tenacidad formada por una retícula de 40 x 40 mm con una resistencia nominal a la tracción de 50 kN/m correspondientes a una deformación del 12%.

Abertura pre-grieta	Viga	$N_{f(F)}$ (Ciclos)	$N_{f(c)}$ (Ciclos)	$C_{fi}$ (Ciclos <sup>-1</sup> )	$N_f$ (Ciclos)	Eficiencia $FEG$
3 mm	Sin geomalla	79.884	93.290	$3,40 \times 10^{-5}$	$2,95 \times 10^4$	<b>6,14</b>
	Con geomalla	490.491	573.560	$5,53 \times 10^{-6}$	$1,81 \times 10^5$	
6 mm	Sin geomalla	68.690	77.710	$4,03 \times 10^{-5}$	$2,48 \times 10^4$	<b>4,60</b>
	Con geomalla	329.393	346.400	$8,81 \times 10^{-6}$	$1,14 \times 10^4$	
9 mm	Sin geomalla	63.020	72.920	$4,33 \times 10^{-5}$	$2,31 \times 10^4$	<b>5,11</b>
	Con geomalla	340.702	364.530	$8,42 \times 10^{-6}$	$1,18 \times 10^5$	

Tabla 2-6 Factor de eficiencia de la geomalla de poliéster ( $FEG$ ), (Montestruque *et al.*, 2000)

## 2.2.5 CRITERIOS PARA LA UTILIZACIÓN DE GEOSINTÉTICOS COMO PARTE INTEGRANTE DE UN PAVIMENTO

Un geosintético normalmente se incluye en el recreado para generar por un lado una barrera que impida la penetración de agua y por otro lado como un “refuerzo” del recubrimiento.

Hay que recordar que los geosintéticos no se deben emplear en caso que existan hundimientos del pavimento o fallos estructurales del firme. Además los geosintéticos funcionarán mejor en climas cálidos o templados que en climas fríos, (Button y Lytton, 2003).

Según Lytton (1989), los geosintéticos pueden retardar o detener la propagación de grietas en forma indefinida, pero solo si son utilizados bajo ciertas condiciones restrictivas. Para el caso de grietas por origen térmicos se recomienda su utilización en los rangos de abertura siguientes:

- Desde 0 a 1 mm, la utilización de los geosintéticos no es necesaria.
- Desde 1 a 2 mm, es el rango en que los geosintéticos son efectivos.
- Aberturas mayores a 2 mm los geosintéticos no pueden resistir.

Cuando un geosintético es usado sobre un pavimento asfáltico deteriorado puede controlar (retardar) la reflexión cuando las grietas tienen un nivel de severidad bajo a medio, o con multitud de grietas cerradas tipo piel de cocodrilo; sin embargo, no son efectivos para controlar la reflexión de grietas debido a movimientos verticales u horizontales de importancia, (Holtz *et al.*, 1998). Para grietas de 3 mm de ancho originadas por fatiga los geosintéticos presentan buenos resultados, para grietas mayores de 10 mm se debe realizar un sellado previo de las mismas (Holtz *et al.*, 1998).

Los geosintético pueden ser usados en recrecidos sobre pavimentos antiguos de hormigón en masa u hormigón armado. Si estos inicialmente fueron fresados o su superficie no está totalmente nivelada, se recomienda antes de la colocación del geosintético se extienda una capa de mezcla bituminosa de nivelación.

Para los desplazamientos de cizalladura, los geotextiles han demostrado ser eficientes (Button y Lytton, 2003), si se colocan sobre juntas del pavimento de hormigón siempre que el firme desde el punto vista estructural se encuentre en buen estado. Se debe en todo caso minimizar los movimientos de las juntas o grietas. En general, los geotextiles no pueden detener el reflejo de grietas en casos de grandes desplazamientos verticales, (Button y Lytton (2003); Lytton 1989).

Un criterio utilizado es el factor de eficiencia de transferencia de carga (*LTEF*) en las juntas, que se define como:

$$LTEF = \frac{du}{di} \times 100 \quad 2-37$$

Donde:

<i>LTEF</i>	Factor de eficiencia de transferencia de carga.
<i>du</i>	Deflexión en el borde no cargado.
<i>di</i>	Deflexión en el borde cargado.

(Lytton 1989), indica que para que el sistema sea efectivo el valor de *LTEF* debe ser superior a un 80%.

Button *et al.* (2003) recomienda que si se va a utilizar un geosintético sobre una junta de un pavimento de hormigón, se utilice un producto de alto módulo de rigidez, tal como una geomalla de fibra de vidrio. En todo caso nunca se debe colocar el geosintético directamente

sobre las juntas de hormigón, recomendando que se realice previamente un sellado de las juntas y las grietas, debido a que a menudo los movimientos laterales son muy grandes y detener la reflexión en estos casos con un recubrimiento es difícil.

Para el caso de geomallas se recomienda el sellado de grietas mayores de 3 mm, y además se debe aplicar riego de sellado o un recubrimiento asfáltico (seal coat) para tener una buena adherencia entre el pavimento de hormigón y la geomalla.

La guía del diseño de 1993 de la AASHTO indica que la eficacia de los geotextiles para controlar el reflejo de grietas en recubrimientos de mezclas bituminosas sobre pavimento de hormigón y en pavimentos de hormigón armado es cuestionable.

La Federal Administration Aviation (FAA) en su circular AC-150/5320-6D del 2006, señala que (con la evidencia reunida en investigaciones de laboratorio e informes de campo) se demuestra que los geocompuestos retardan el reflejo de grietas y que en el caso de los geotextiles estos solo actúan como una barrera impermeable. Además indica que en el caso de pavimentos flexibles que presenten excesivas deflexiones, o grietas producidas por contracciones térmicas y con un pobre drenaje, probablemente no se logrará ningún tipo de mejora con la inclusión de un geotextil.

La FAA propone las siguientes condiciones y recomendaciones de uso:

- Propiedades del material: el geotextil debe tener una resistencia de tracción no menor a 41 Kg de acuerdo con norma (ASTM D 4632 1991) y una densidad de 70 a 130 gramos por metro cuadrado.
- Aplicaciones: no se deben usar geosintéticos donde los desplazamientos horizontales excedan los 1,3 mm o los desplazamientos verticales excedan los 0,5 mm. Un geotextil no debe usarse cuando el espesor del recubrimiento sea menor de 7 cm o más de 18 cm.
- Imprimación con betún: se recomienda una cantidad de ligante entre 0,7 y 1,4 kilos por metro cuadrado. La cantidad adecuada de riego dependerá del tipo de geotextil y el estado en que se encuentre la superficie.

En general los factores más importantes que se deben considerar a la hora de emplear un geosintético para que su efecto sea beneficioso, son los siguientes:

- El estado estructural del pavimento.
- La separación de las losas.
- Los procedimientos de instalación de los geosintéticos.

- El espesor del recubrimiento.
- El clima.
- Aspectos económicos, comparándoles con otras soluciones.

## **2.2.6 EVALUACIÓN DEL CORTE EFECTIVO DE LOS GEOSINTÉTICOS**

En general es difícil intentar entender cómo repercute en el coste la inclusión de un geosintético en la capa de recubrimiento. Esto se debe a que cada pavimento a rehabilitar debe seguir un análisis riguroso sobre el tipo de actuación que se debe realizar y éste se determinará de acuerdo al estado en que se encuentre.

En la evaluación económica no solo se debe tener en cuenta cuanto espesor de mezcla bituminosa se puede ahorrar al colocar un geosintético. También hay que considerar los costes ocasionados por el sellado de grietas o su relleno, el escarificado, la colocación de capas de nivelación, etcétera. Además se debe considerar la reducción en los costes de conservación que originaría la presencia de un geosintético en una carretera en servicio, debido principalmente al retardo en las grietas reflejas y en su actuación como barrera impermeable.

Los beneficios económicos se pueden resumir en:

- Un incremento de la vida útil del pavimento, por lo que disminuyen los costes de las operaciones de conservación y la frecuencia con que éstas deben realizarse, ofreciendo durante ese periodo de tiempo un mejor servicio.
- Un incremento de la capacidad portante del firme debido a la disminución de la humedad en las capas inferiores (base y explanada).

Algunos autores (Holtz *et al.*, 1998) indican que se puede esperar un retraso en la aparición de grietas reflejas cuantificable entre 2 y 5 años si se le compara con capas de recubrimiento convencionales. Holtz *et al.* (1998) continua señalando que si se utiliza un geotextil en un recrido, se puede esperar un aumento de vida de servicio entre 100% y 200% con respecto a capas del mismo espesor sin geotextil,

En todo caso, la cuantificación económica que tiene el geotextil como una barrera impermeable no ha sido considerada pese a que produce beneficios relacionados con el drenaje y el consiguiente aumento de la capacidad portante.

Algunos investigadores han propuesto una modificación en los coeficientes, relacionados con el tipo de drenaje de la estructura de un firme debido a las mejoras observadas por el uso de un geotextil. Si se realizan estas modificaciones se disminuirá la exigencia sobre la estructura del firme, con lo cual se produciría un ahorro.

## **2.2.7 PUESTA EN OBRA**

Los fallos prematuros que han tenido los recubrimientos asfálticos en los que se ha utilizado un geosintético, en general se han debido a la mala instalación del mismo o su utilización en pavimentos con fallos de carácter estructural. Para que el geosintético retarde la propagación de grietas reflejas es necesario seguir un proceso que se puede dividir en los siguientes cuatro pasos:

### ***2.2.7.1 Preparación de la superficie***

Para garantizar la adherencia del geotextil entre la capa antigua del pavimento y el recrecido de mezcla bituminosa, se deberá colocar el geosintético sobre una base continua y razonablemente libre de suciedad, agua, vegetación y otros desechos.

Las fisuras que presenten un tamaño superior a 3 mm de ancho deben ser limpiadas con aire a presión y selladas con un betún asfáltico (AASHTO 1997). Esto evitará que el riego de adherencia se escurra por las grietas y reduzca la cantidad de ligante bituminoso destinada a impregnar el geotextil. Las grietas, luego de ser selladas, deben quedar al mismo nivel que el pavimento.

Si las fisuras presentan un tamaño superior a 25 mm deben ser rellanadas con una mezcla bituminosa de grano fino.

Si la calidad del pavimento existente es baja, se realizó un fresado, o la superficie es extremadamente áspera o de hormigón, se aconseja la colocación de una capa niveladora de mezcla bituminosa de 25 mm de espesor, siempre que sea posible, antes de la colocación del geosintético. Esta capa permitirá que el geosintético se apoye en una capa nivelada y continua.

Colocar un geotextil sobre una superficie antigua puede provocar arrugas en el material, con lo que se producirán grietas. En el caso de las geomallas también se recomienda la colocación de una capa niveladora por las siguientes razones:

- La instalación es más sencilla.
- Se aumenta la adherencia.
- Permite que los filamentos se apoyen adecuadamente, para que los geosintéticos trabajen ante pequeñas deformaciones.
- Proporciona una capa que permite que los áridos de la capa a rehabilitar se incrusten, como consecuencia de la compactación, confinando y trabando la geomalla.

La vida del recubrimiento inferior a 125 mm de espesor se reduce si no se utiliza ninguna capa de nivelación debajo de la geomalla. En tales casos, los estudios demuestran que, para esta gama de espesores de recubrimiento, el uso de una capa de nivelación puede proporcionar una vida más larga que si la geomalla fuera puesta directamente sobre la antigua superficie del pavimento, (Button y Lytton, 2003).

### **2.2.7.2 Selección y aplicación del riego de adherencia**

La selección y aplicación del ligante bituminoso cumple dos objetivos sumamente importantes: permitirá por un lado la perfecta adherencia (por lo tanto una perfecta unión) entre ambas capas de pavimento, y por otro lado permitirá la saturación del geotextil para que cumpla su objetivo de barrera impermeable.

Un error en la selección o falta de dotación del ligante llevará a un fracaso prematuro de la capa de recubrimiento.

Antes de seleccionar el tipo de ligante y su forma de aplicación, se debe consultar el manual de instalación del fabricante del geosintético.

La utilización de un betún de penetración ofrece la ventaja de que el trabajo puede continuar sin necesidad de esperar (lo que es necesario cuando se emplean emulsiones) antes de extender el tejido. El ligante se debe extender en forma uniforme y continua, con la dotación adecuada, a una temperatura entre 140 °C y 160 °C. Además el material bituminoso se debe ampliar por lo menos 10 cm más allá de los bordes del geotextil.

Se entiende la dotación adecuada que es la cantidad de betún residual que queda en el pavimento y que debe permitir saturar eficientemente el tejido.

En general, no se deben utilizar emulsiones con fluidificantes, debido a que una cantidad de ligante de 1,1 kg/m<sup>2</sup> contiene una cantidad excesiva de disolventes, y aunque haya roto la emulsión es necesario que transcurra un período de curado para que se evaporen los fluidificantes por lo que además de retrasar la extensión de la mezcla estarán en contacto con los geosintéticos y podrían llegar a dañarlos.

#### a) Temperatura del ligante

El geotextil de polipropileno sufre con daños permanentes o encogimiento con temperaturas superiores a los 160 °C (Holtz *et al.*, 1998), con lo cual se debe tener un especial cuidado con la temperatura que tenga el ligante bituminoso cuando se instala el geotextil. Por otro lado, la temperatura normal para la saturación del geotextil estará comprendida entre 80 °C y 120 °C, (Button y Lytton, 2003).

Para el caso de las emulsiones, se puede mejorar la capacidad de distribución a una temperatura entre 55 °C y 70 °C, temperaturas más altas podrían producir una rotura prematura de la emulsión.

#### b) Dotación de ligante

La determinación de la cantidad de ligante residual debe ser uno de los puntos con los que se debe tener mayor cuidado. La Task Force 25, que se puede considerar como la directriz internacional de referencia, exige como mínimo una cantidad de ligante residual para saturar un geotextil de 0,90 kg/m<sup>2</sup>. Una de las razones por las que se emplean geotextiles no tejidos punzonado por agujas es que gracias a su espesor y porosidad permiten alojar tal cantidad de asfalto.

Una cantidad insuficiente de ligante residual puede provocar la pérdida de la impermeabilidad de la intercapa (betún más geotextil) y además provocar la pérdida de la adherencia del geotextil con las capas del firme bituminoso. Por otro lado, una cantidad excesiva de ligante originaría una superficie potencial de fallo por deslizamiento, y un posible problema de exudación de la capa de rodadura.

Un estudio realizado en los Estados Unidos en el que se analizaron los fallos producidos en 65 casos entre los años 1982 y 1997 (Shukla y Yin, 2004) mostró que en un 75% la causa más importante a la que se podía achacar el problema era a una dotación insuficiente de ligante.

Usualmente la dotación oscila entre 0,9 y 1,2 kg/m<sup>2</sup> incluida la cantidad necesaria para garantizar la adhesión del conjunto geotextil-ligante a la mezcla bituminosa. Para contenidos inferiores a 0,7 kg/m<sup>2</sup> se ha comprobado que los efectos de barrera impermeable se vuelven despreciables, (Lytton, 1989).

Por la importancia que tiene la aplicación de una dotación adecuada, se debe verificar periódicamente la cantidad de ligante bituminoso que se está distribuyendo sobre el pavimento. Una manera rápida y sencilla de comprobar que el contenido aplicado es el adecuado es mediante la imprimación de un área determinada que se recomienda que sea de 1,0 m<sup>2</sup>, con diferentes contenidos de ligante, teniendo en cuenta que su distribución sobre la superficie debe ser uniforme.

Una vez que la temperatura del ligante ha alcanzado los 115 °C, se procede a colocar un trozo de geotextil con una superficie similar a la de la prueba, y se fija sobre el ligante verificando que no queden arrugas. Para comprobar si la cantidad de ligante es la adecuada, se intenta desprender manualmente el geotextil de la superficie, y si esto no se logra, se procede a pisar el geotextil comprobando como este absorbe ligante. Si el ligante pasa hasta

la cara superior, se puede pensar que se ha llegado al punto óptimo de ligante asfáltico. Si se trabaja con emulsiones, el proceso sería el mismo pero se debe esperar hasta que la emulsión rompa y que el agua se evapore para proceder a colocar el geotextil.

Una forma general de calcular cuál es el contenido de ligante bituminoso más adecuado se basa en la siguiente ecuación (Shukla y Yin, 2004):

$$Qd = 0,36 + Qs + Qc \quad 2-38$$

Donde:

- $Qd$  Cantidad de ligante bituminoso que se debe aplicar al pavimento ( $\text{kg/m}^2$ ).  
 $Qs$  Contenido de ligante necesario para saturar el geotextil ( $\text{kg/m}^2$ ).  
 $Qc$  Factor de ajuste que considera el estado de la capa superficial ( $\text{kg/m}^2$ ).

El factor de ajuste que considera las condiciones del pavimento antiguo varía entre  $0,05 \text{ kg/m}^2$  para superficies niveladas hasta  $0,59 \text{ kg/m}^2$  para superficies porosas y pobres en ligante.

La utilización de emulsiones presenta dos problemas, el primero es que se requiere una cantidad de emulsión mayor que la cantidad de ligante bituminoso (la emulsión solo tiene en promedio un 65% de betún residual) y en segundo lugar la viscosidad del ligante de la emulsión es más bajo que la del ligante bituminoso. La primera situación origina que el material de exceso puede escurrir en los pavimentos inclinados u ondulados.

Cuando se emplean emulsiones, estas deben romper antes de colocar el geotextil por lo que se debe esperar a que el agua de la emulsión se evapore dejando en el pavimento solo el betún. Esto origina un tiempo de espera antes de colocar el geosintético. Por otro lado, el riego en exceso puede originar que resbale la máquina pavimentadora o que se adhiera a las ruedas de los camiones y equipos, originando una pérdida de material. Hoy en día esto se puede solucionar con emulsiones termo-adherentes que tienen una muy baja adherencia en el momento de su aplicación, pero que la aumentan cuando se encuentran en contacto con la mezcla bituminosa en caliente.

Además, se debe recordar que no es conveniente que el ligante bituminoso tenga una temperatura superior a  $120 \text{ }^\circ\text{C}$  antes de colocar el geosintético para evitar daños por exceso de temperatura, principalmente cuando se utilicen fibras de polipropileno.

Las geomallas no tienen una superficie continua que sea necesario adherir al pavimento antiguo, con lo cual el riego del ligante puede ser o no necesario. Esto dependerá de las características de instalación de cada producto. Algunas geomallas incorporan en sus

fibras un adhesivo especial que permite su fijación, mientras que otras geomallas incorporan un geotextil ultraligero que permite la adherencia de la geomalla con una pequeña cantidad de betún residual. La ventaja en el proceso de instalación de las geomallas con respecto a los geotextiles es que al no necesitar grandes cantidades de ligante residual para proporcionar la saturación, se evitan problemas de escurrimientos y de exudación del ligante.

Colocar una geomalla sin riego puede favorecer el deslizamiento de esta y/o problemas de falta de adherencia. Al colocar una geomalla auto-adhesiva sobre el pavimento antiguo se debe aplicar un riego de adherencia sobre la geomalla para asegurar una buena adherencia en la zona de interfase con la capa de recubrimiento. Si se coloca una capa niveladora sobre el pavimento antiguo y sobre ella la geomalla, el riego de adherencia no es necesario.

### ***2.2.7.3 Colocación del geosintético***

Se recomienda que la instalación del geosintético sea realizada con un tractor adaptado para permitir la extensión y tensado. Se recomienda un tensado leve para evitar la formación de arrugas, un tensado excesivo podría reducir el grosor del mismo, disminuyendo su capacidad de retención de betún. La extensión manual se debe restringir a pequeñas dimensiones y a zonas donde el tractor no pueda maniobrar. En nuestro caso, la instalación se ha venido haciendo manualmente, siendo necesaria una cuadrilla de tres personas (dos manteniendo la alineación del rollo y desenrollándolo, y otra persona cepillando sobre el geotextil, eliminando al máximo las arrugas), sin la necesidad de que esta mano de esté especialmente capacitada, (Figura 2.32).



Figura 2.32 Extensión de una geomalla

La presencia de arrugas en el geotextil impide una adecuada saturación con ligante bituminoso, generándose fisuras y desprendimientos en pequeños bloques de mezcla bituminosa.

De todas formas una cierta cantidad de arrugas siempre estará presente principalmente en los solapes y en zonas de curva.

Los cuidados que se deben tener son:

- Las arrugas y dobleces de más de 25 mm deberán rasgarse y aplanarse siempre en el sentido del avance de los equipos utilizados, para evitar levantamientos.
- En el caso de que la arruga o doblez sobrepase los 50 mm deberán ser eliminadas.
- Las arrugas producto de los solapes del geotextil deberán contemplar el uso de ligante adicional para saturar las dos capas de geotextil y facilitar la adherencia, evitando posibles planos de deslizamiento, pudiéndose en estos casos utilizar un riego manual.

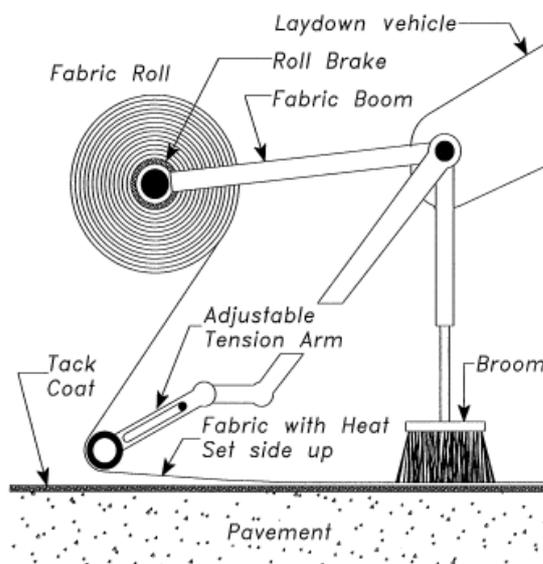


Figura 2.33 Equipo mecánico de instalación de geosintéticos, (Marienfeld y Guram, 1999)

La dimensión de los solapes longitudinales y transversales son de aproximadamente de 10 a 15 cm respectivamente. La superposición transversal del geotextil debe realizarse con referencia a la dirección en la que avanzará la extendidora de asfalto; es decir, cada tramo sucesivo de tejido se coloca bajo la anterior, de forma que no se mueva de su emplazamiento cuando se aplique la mezcla bituminosa.

Para el caso de las geomallas, la ejecución de los solapes es más fácil debido a que las geomallas tienen menor propensión a arrugarse.

Conviene que las geomallas sean estiradas completamente con equipos mecánicos para maximizar sus propiedades de refuerzo.

Un problema siempre presente en la instalación del geosintético es permitir el paso de los vehículos sobre él. El tráfico sin duda dañará el geosintético antes de la colocación del recubrimiento y además genera un peligro adicional debido a la facilidad que presenta para patinar principalmente cuando se encuentra mojado, (Figura 2.34).



Figura 2.34 Paso de vehículos por sobre una geomalla instalada

Durante la puesta en obra se debe minimizar el tráfico de los vehículos sobre los geosintéticos o que se detengan sobre él. Por ello no es conveniente extender el geosintético más que un tramo moderado.

Los geosintéticos no se deben colocar, antes, durante, o después de una lluvia debido a que el agua genera problemas de pérdida de adherencia.

#### ***2.2.7.4 Colocación de la capa de recubrimiento***

La capa de recubrimiento de mezcla bituminosa podrá ser colocada inmediatamente después de haber sido instalado el geosintético. La única precaución que se debe tener en cuenta es que los equipos de construcción no realicen movimientos bruscos sobre el mismo. Para evitar que se peguen las llantas de los equipos a los geotextiles del tipo no tejido

punzonado por agujas, al geotextil se le aplica un tratamiento especial. Normalmente se termofunde una de sus caras que finalmente quedará hacia arriba en contacto directo con los equipos y la otra, sin ningún tratamiento especial, quedará colocada hacia abajo sobre el ligante asfáltico.

Con el fin de evitar que los neumáticos de la máquina de acabado o los camiones se adhieran al tejido (lo que puede suceder en climas cálidos o cuando se ha aplicado una capa de ligante excesiva), se puede colocar parte de la mezcla manualmente sobre la trayectoria que seguirán los vehículos, (Figura 2.35).



Figura 2.35 Movimiento de vehículos sobre el geosintético durante el proceso de extensión de la mezcla

Se recomienda que el espesor de la mezcla bituminosa de la superficie de carretera, sometida a tráfico intenso no sea inferior a los 5 cm, (Figura 2.36). Si la capa es más delgada, no puede garantizarse la eficacia del geotextil para pavimentos en relación con la fatiga por flexión y la formación de grietas. No obstante, las características de sellado no se ven afectadas por la reducción de espesores, a menos que la temperatura ambiente sea baja, con lo cual la mezcla bituminosa se enfriará rápidamente con lo que el proceso de impregnado del geotextil no se producirá adecuadamente, originando una pérdida de adherencia en la capa intermedia.

En todo caso se debe recordar que temperatura de la mezcla bituminosa no debe exceder los 160 °C para evitar daños sobre el geotextil y no debe ser inferior a los 120 °C debido a que con temperaturas menores no se consigue una compactación adecuada de la mezcla, (Button y Lytton, 2003; Shukla y Yin 2004).



Figura 2.36 Colocación de mezcla sobre geosintético

### **2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO PARA EL ESTUDIO DE LA REFLEXIÓN DE GRIETAS**

Como se ha indicado, los mecanismos que intervienen en el origen y propagación de las grietas reflejas son las cargas del tráfico y las variaciones de temperatura. Por lo que el objetivo de los ensayos desarrollados por diferentes organismos ha sido el de tratar de reproducir en laboratorio los mecanismos que producen estos esfuerzos o desplazamientos bien en forma aislada o combinada.

De estos ensayos se han seleccionado aquellos que estiman el comportamiento de los materiales constitutivos o de la tipología empleada, en el proceso de reflexión de grietas y también se incluyen otros que evalúan otras propiedades y que indirectamente pueden permitir analizar el comportamiento de algunos sistemas antirremonte.

El gran número de propuestas indica que esta tarea no ha sido finalizada, esto se puede deber a varias causas:

- No es sencillo reunir en un solo ensayo, a un coste razonable, todos los mecanismos involucrados en los procesos de reflexión de grietas.
- La gran variedad de sistemas de antirreflexión existentes en el mercado, con sus diferentes características físicas y variadas formas de instalación, no permiten utilizar un tamaño único de probeta.
- Los laboratorios de control de firmes no poseen el equipamiento necesario para realizar este tipo de ensayos.

Como se ha indicado en los objetivos de esta investigación, se pretende evaluar en los sistemas que utilizan geosintéticos la influencia que tienen el tipo y contenido de ligante, la tipología del geosintético y la forma de colocación en su capacidad de retrasar el reflejo de grietas. Por ello, en este trabajo se ha desarrollado un procedimiento de ensayo que permite medir la adherencia entre capas y otro que evalúa la durabilidad de un firme frente a la propagación de fisuras.

Por lo anterior, con esta revisión bibliográfica pretendemos encontrar ensayos fáciles de realizar que midan la adherencia y durabilidad y que nos permitan utilizar las máquinas disponibles en la Universidad para la fabricación y ensayo de mezclas bituminosas.

Por ello, para los ensayos de adherencia buscamos un tipo de probeta cuyo tamaño y proceso de fabricación nos permita utilizar indistintamente un geotextil o una geomalla, y que el fallo, al ser sometida la probeta a un esfuerzo, se produzca en el plano en donde se encuentre el geosintético.

Para el caso de los ensayos que evaluarán la propagación de una grieta refleja, las probetas deben ser representativas del método de construcción del pavimento, con al menos dos capas y una superficie de contacto que permita utilizar todo tipo de geosintético.

Por ello los ensayos han sido clasificados en:

- Ensayos que evalúan la adherencia.
- Ensayos de fatiga debida a cargas de tráfico.
- Ensayos de fatiga producida por acciones térmicas.
- Ensayos que combinan la fatiga efecto del tráfico con fatiga térmica.

Los ensayos de adherencia corresponden a dos tipos de sollicitaciones: las que permiten obtener la tensión de adherencia entre dos capas de mezcla bituminosa, unidas simplemente por un riego de adherencia, y las que permiten evaluar la resistencia al esfuerzo cortante de la zona de intercapa, conformada por una membrana delgada o sistema anti-reflexión de grietas.

En el caso de los ensayos de fatiga, se han agrupado de acuerdo a las causas que originan dichos esfuerzos, en este caso las cargas del tráfico y la fatiga debidas a las variaciones de temperatura.

La última clasificación corresponde a los esfuerzos que actúan en un firme en forma conjunta y no de forma aislada como en el caso anterior.

### 2.3.1 ENSAYOS DE ADHERENCIA

La zona de intercapa que une el pavimento antiguo y el pavimento nuevo tiene desde el punto de vista mecánico dos misiones: resistir los esfuerzos cortantes y adherir las capas.

La resistencia al esfuerzo cortante en la frontera entre ambas capas debe ser lo suficientemente elevada para evitar que se alcance el límite de corte entre ellas, producto de los esfuerzos a que estará sometida, causados por las maniobras de frenado o viraje de los distintos vehículos.

La adhesión de las capas de mezcla bituminosa y, por consiguiente, la garantía de que las capas queden unidas adecuadamente, constituye un factor significativo para transmitir mejor las sollicitaciones a lo largo del firme y conseguir una duración prolongada de la nueva capa bituminosa.

Los principales métodos que permiten medir la adherencia entre dos capas se basan en:

- Ensayos a cortante.
- Ensayos de tracción directa.
- Ensayos de tracción indirecta.

De los ensayos recogidos en publicaciones científicas merecen ser destacados los siguientes.

#### 2.3.1.1 Ensayos de tipo cortante

El ensayo de Leutner (Figura 2.37) consiste en una muestra cilíndrica confinada a la que se le aplica una presión cortante con una máquina para ensayos tipo Marshall, en el plano de la intercapa que se desea evaluar, con lo que uno de los bordes de la cuna de ensayo donde se aplica la carga coincide con la zona de interfase.

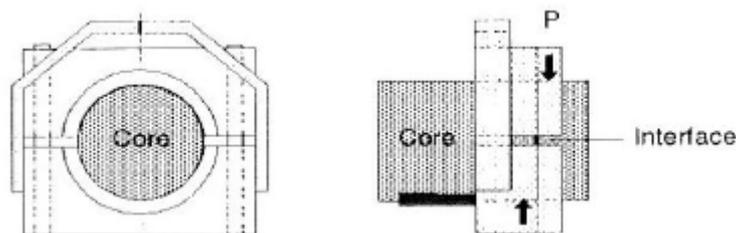


Figura 2.37 Ensayo de corte directo de Leutner (Molenaar 1993)

Molenaar (1993) y de Bondt (1999) establecen que éste es un ensayo simple de realizar y económico, y que puede ser usado con testigos extraídos directamente de la estructura del firme.

Otro ensayo similar es el de la Universidad Tecnológica de Cracovia. En este caso, el objetivo del ensayo es el estudio del papel que desempeña un geosintético al aliviar los esfuerzos hacia la capa de recrido disminuyendo la concentración de tensiones próximas a una grieta en un pavimento existente, para lo cual se requiere una valoración cuantitativa de la adherencia entre el geotextil y la mezcla bituminosa, (Figura 2.38).

En definitiva, el ensayo calcula la fuerza de corte máxima y el esfuerzo de corte, sometiendo a una probeta prismática con una interfase formada por una lámina a una sollicitación que forma  $45^\circ$  con el plano de la misma.

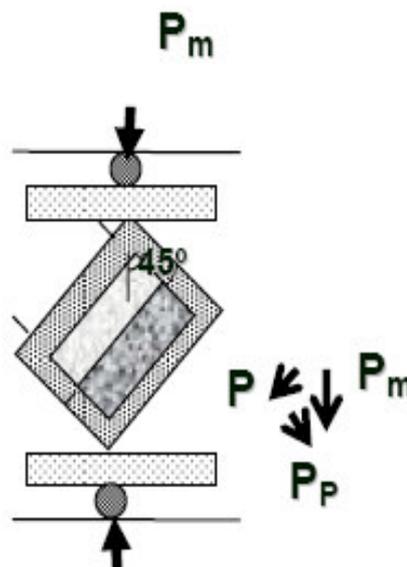


Figura 2.38 Ensayo de corte para muestras con geotextil en la zona de intercapa. Grzybowska, Wojtowicz, y Fonferko (1993)

De acuerdo con Grzybowska, Wojtowicz, y Fonferko (1993), las probetas para el ensayo de corte se obtienen a partir de probetas prismáticas 300 mm de longitud y de sección cuadrada de 75 mm, las cuales incluyen una intercapa con un geotextil a 25 mm de la base (Figura 2.39). Posteriormente se sierran perpendicularmente a su longitud hasta lograr una probeta de largo de 68 a 80 mm de longitud y de sección cuadrada de 75 mm.

El ensayo se realiza a una velocidad de deformación constante, que se fija en 1 mm/min y a una temperatura de  $30^\circ\text{C}$ .

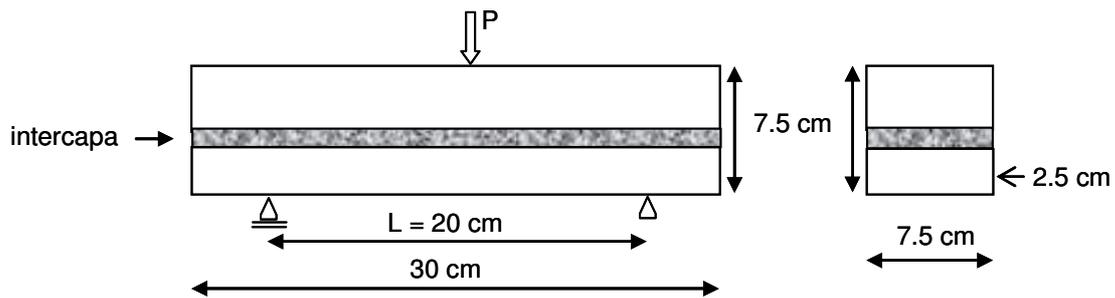


Figura 2.39 Ensayo de viga con carga centrada tipo estática. Grzybowska, Wojtowicz, y Fonferko (1993)

La desventaja desde un punto de vista mecánico del ensayo de Leutner y el de la Universidad de Cracovia es que con ambos ensayos no se logra una tensión cortante pura (Florence 2005), debido a que al aplicar la tensión se genera un momento de giro.

Un ensayo que elimina el problema del momento de giro es el ensayo desarrollado por la Universidad de Delft (Molenaar, 1993 y de Bondt, 1999), Figura 2.40. La mejor forma de describir este procedimiento es indicar que es un ensayo a cortante de cuatro puntos con el que se logra un estado de tensiones uniforme, sin la aparición de momentos. Sin embargo, la complejidad de este dispositivo limita su utilización a labores de investigación, (Florence 2005).

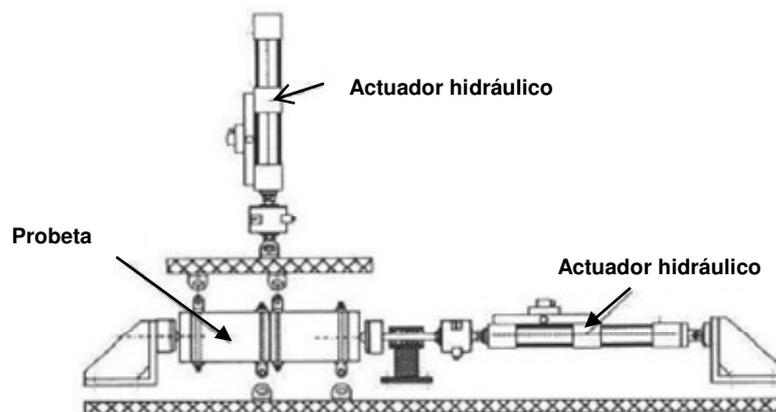


Figura 2.40 Ensayo de corte de cuatro puntos, (de Bondt, 1999)

Otra manera de determinar la resistencia al cortante en la zona de intercapa es utilizar el equipo denominado Layer-Parallel Direct Shear (LPDS), Figura 2.41, desarrollado por el EMPA suizo en 1995 basado en el ensayo alemán de corte de Leutner.

Este ensayo utiliza una probeta cilíndrica de 150 mm de diámetro que descansa en un apoyo con forma de U y sobre ella se coloca un segundo soporte que transfiere una fuerza de cizalladura definiendo un plano de corte. A través del segundo soporte se aplica un desplazamiento a una velocidad constante de 50,8 mm/min y a una temperatura de 20 °C. La

fuerza de corte y su desplazamiento se registran en forma continua obteniéndose la máxima fuerza cortante.

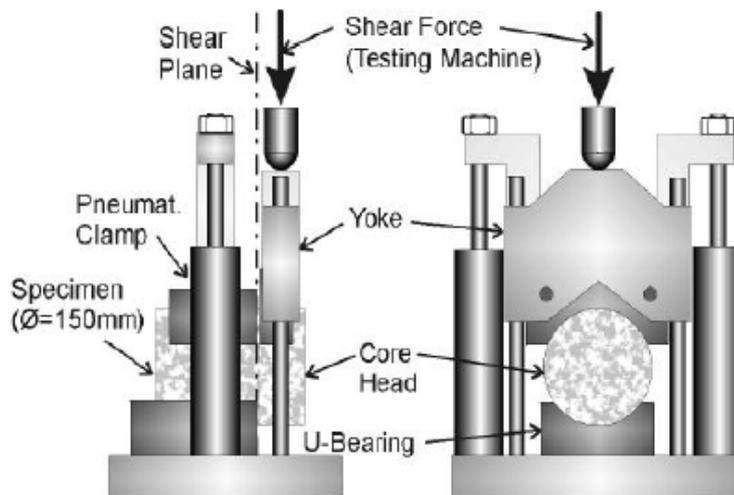


Figura 2.41 Dispositivo LPDS, (Canestrari *et al.*, 2005)

Con un equipamiento similar, (Raab y Partl, 2004) comparó la tensión de adherencia entre capas empleando como interfase dos productos: una geomalla de fibra de vidrio y una malla de acero. Los resultados anteriores se compararon con una muestra de referencia que no incluía ningún producto. El resultado del ensayo mostró que la máxima tensión de corte se obtenía con la muestra no reforzada.

Un ensayo similar en su concepción es el ensayo de corte LCB, de la Universidad de Cataluña, el cual permite medir la resistencia a las tensiones tangenciales que se producen en la unión de dos capas de mezcla asfáltica como consecuencia de la aplicación de una fuerza cortante, según señalan Pérez (2005), Fernández (2005) y Miró *et al.* (2006) de un modo relativamente sencillo. El ensayo consiste en provocar, en una probeta cilíndrica, un esfuerzo de corte en la zona de unión de dos capas, ensayándolo como si fuera una viga, según muestra la Figura 2.42. El testigo o la probeta, según sea el caso, se desplazan 5 mm fuera del molde de fijación, con lo cual el momento en la zona de ensayo es casi cero.

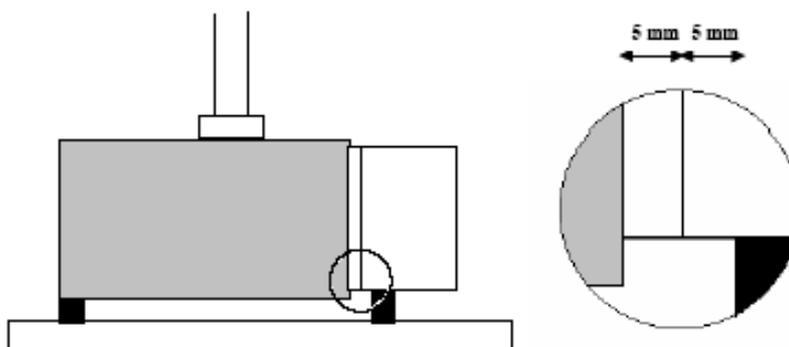


Figura 2.42 Ensayo de corte del Laboratorio de Caminos de Barcelona

Este ensayo es utilizado para la evaluación de diferentes tipos de emulsiones y las condiciones de ensayo han sido las siguientes:

- Temperatura: -15 °C a + 20 °C.
- Velocidad de ensayo: 1,27 mm/min.

Las probetas empleadas constan de dos capas de mezcla asfáltica unidas por medio de un riego de adherencia. Este sistema de doble capa es preparado en un molde de 177,8 mm alto y con un diámetro interior de 101,6 mm. Las capas de asfalto son compactadas por medio de un compactador Marshall, aplicando 100 golpes sobre la superficie. Una vez que la primera capa, con una altura de 10 a 11 cm, está compactada debe ser serrada en su parte exterior con el fin de eliminar la película de ligante que recubre el árido y que favorecería el comportamiento de la capa de adherencia a evaluar al permitir un mejor “anclaje” del ligante residual de la emulsión soporte. Sobre la cara serrada se aplica posteriormente una emulsión. Finalmente, se fabrica la segunda capa asfáltica empleando el mismo tipo de mezcla y betún. Una vez fabricada, se extruye la capa superior de la probeta permitiendo que la junta quede en el exterior del molde aproximadamente 5 mm del borde de éste.

El ensayo de corte normalizado del CEDEX es un procedimiento que permite la medida de la resistencia al esfuerzo cortante, aplicando a una probeta cilíndrica una carga paralela al plano correspondiente a la zona de riego de adherencia (Figura 2.43).

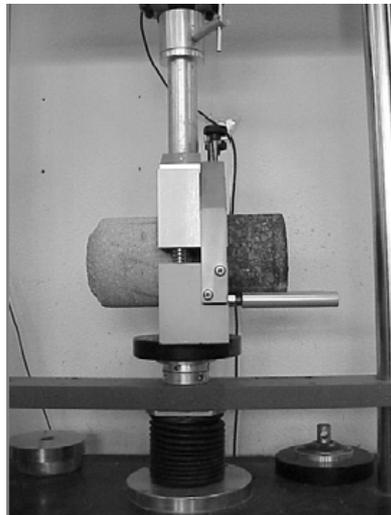


Figura 2.43 Dispositivo empleado en el ensayo de corte del CEDEX, (Fernández, 2005)

La mordaza (Figura 2.44) empleada para la realización del ensayo permite la distribución de la carga aplicada de forma homogénea en toda la sección transversal que es evaluada.



Figura 2.44 Dispositivo de mordaza utilizado en el ensayo de corte

Una forma diferente de obtener la tensión máxima de corte en una zona de intercapa entre dos muestras distintas, es un dispositivo desarrollado en Italia, muy similar al equipo de corte directo utilizado en suelos. Sus creadores denominan a este equipo (Canestrari *et al.*, 2005) ASTRA (Ancona Shear Testing Research and Analysis). El dispositivo ASTRA, Figura 2.45, es una caja de corte directo que permite la aplicación de una carga vertical normal junto con una carga cortante horizontal en la zona de intercapa de una probeta de dos capas. El objetivo del ensayo es medir la fuerza de adherencia entre dos capas.

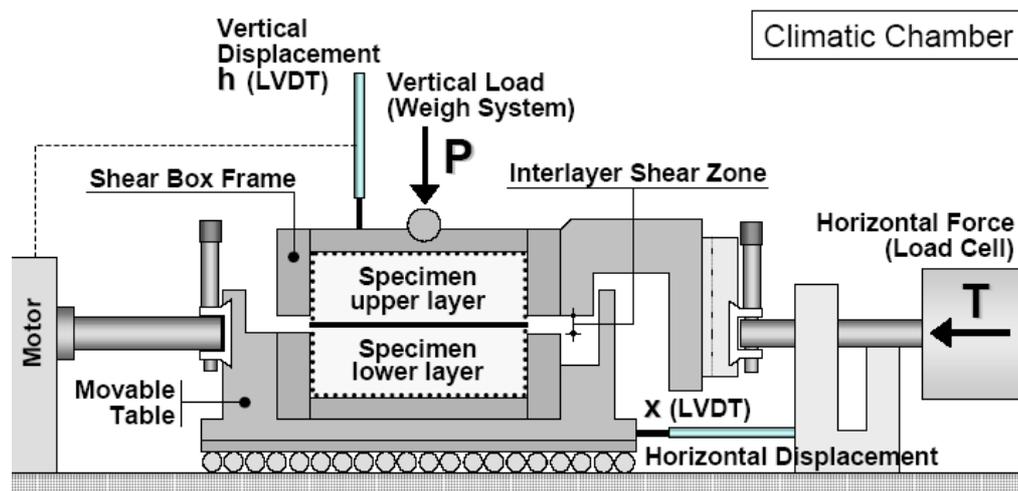


Figura 2.45 Esquema del ensayo ASTRA (Canestrari *et al.*, 2005)

La probeta cilíndrica de 100 mm de diámetro es colocada en dos semi-cajas independientes sobre una mesa móvil. Se aplica una carga vertical a la probeta de 0,2 MPa. La mesa movible inferior se desplaza a velocidad constante de 2,5 mm/min y transfiere una fuerza de corte a la zona de interfase. Durante el ensayo, la fuerza de corte, el

desplazamiento vertical y el desplazamiento horizontal son registrados de forma continua permitiendo obtener la máxima tensión cortante de la intercapa.

### 2.3.1.2 Ensayos de tracción directa

El objetivo del ensayo BTD (Barcelona Tracción Directa) de la Universidad Politécnica de Cataluña, tal como señala (Fonseca, 1995), es caracterizar materiales asfálticos con respecto a sus propiedades de fractura. Con él se pueden determinar: la resistencia a tracción, energía específica de fractura, el índice de rigidez a tracción, la carga y desplazamiento de fractura y el desplazamiento de rotura total de materiales asfálticos, aplicando un ensayo a tracción en probetas cilíndricas entalladas.

Inicialmente este ensayo fue desarrollado para estudiar las capas antifisuras, pero en la actualidad (Garrote, 2006), se está utilizando para estudiar el comportamiento a fatiga de las mezclas bituminosas. Palma *et al.* (2002) aplicaron este método de ensayo para simular el deterioro por fatiga que sufren las mezclas asfálticas a partir de la propagación de una fisura desde su interfase con la base granular hasta su extremo superior (superficie del pavimento).

El BTD es un ensayo bastante simple, en el que se emplean probetas fabricadas mediante el procedimiento Marshall (Figura 2.46). Éstas solo difieren en su fabricación por unas entallas que tienen en su parte inferior. Dicha entalla se genera por dos discos en forma de semicírculos que quedan incorporados a la base de la probeta.

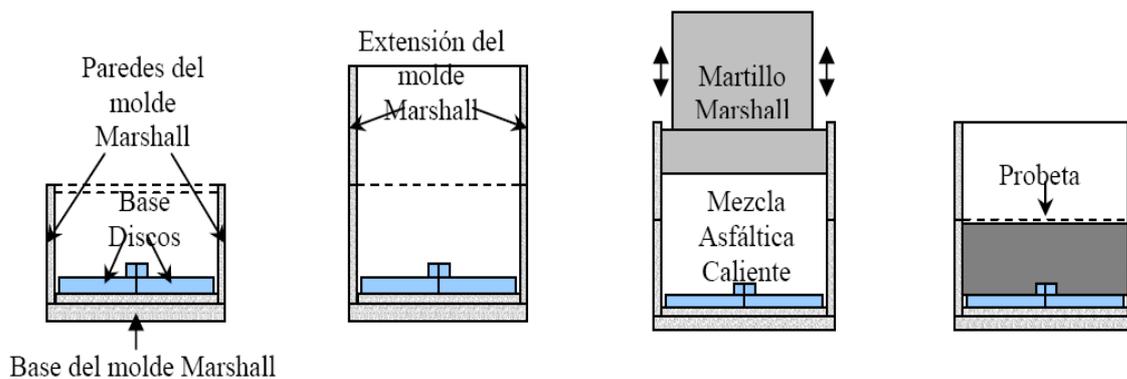


Figura 2.46 Confección de probetas para el ensayo BTD, (Palma *et al.*, 2002)

Los discos son atornillados a unos dispositivos especiales que se encuentran fijados a la prensa de la máquina de tracción, con lo cual se puede aplicar el desplazamiento deseado (Figura 2.47).

Este procedimiento de ensayo permite la aplicación de dos modos de ensayo, uno estático y otro dinámico.



Figura 2.47 Montaje del ensayo BDT sobre la máquina de tracción, (Garrote, 2006)

El modo estático consiste en aplicar un desplazamiento monótonico hasta llegar a la rotura de la probeta. La carga y el desplazamiento se miden en la misma dirección. Las propiedades que se miden son: la energía específica de fractura, la resistencia a tracción y el índice de rigidez a tracción (IRT).

El IRT es una pseudo-rigidez que indica lo flexible que es la mezcla y se definió como la relación entre la carga media y la deformación media correspondiente a este valor.

El modo dinámico se diseñó para caracterizar la fisuración por fatiga que sufren las mezclas bituminosas. Para ello se aplicó una carga sinusoidal controlada a una temperatura que se eligió para que la muestra se encuentre en el rango elástico lineal. Se registraron las deformaciones en la fibra superior de la probeta mediante transductores. La resistencia a fatiga de la mezcla se relaciona, mediante este ensayo, con la deformación unitaria en la fibra inferior de la probeta, que es donde comienza la fisuración.

Con este ensayo a tracción dinámica se pueden calcular las deformaciones unitarias, las deformaciones críticas a fatiga, las leyes de fatiga y los respectivos módulos dinámicos de la mezcla.

Wagoner *et al.* (2005), desarrollaron otro ensayo de tracción directa, denominado Disco Compacto con Muestras DC (T), Figura 2.48, que utiliza también la geometría cilíndrica pero en este caso las probetas están fabricadas mediante el compactador giratorio Superpave.

El objetivo perseguido por los investigadores era poder utilizar muestras cilíndricas obtenidas por extracción de testigos en los pavimentos existentes empleando como parámetro de ensayo la energía de fractura obtenida.

Según los autores, este ensayo determina cuándo en una mezcla asfáltica se produce la transición de un material frágil (a baja temperatura) a un material más dúctil (a mayor temperatura).

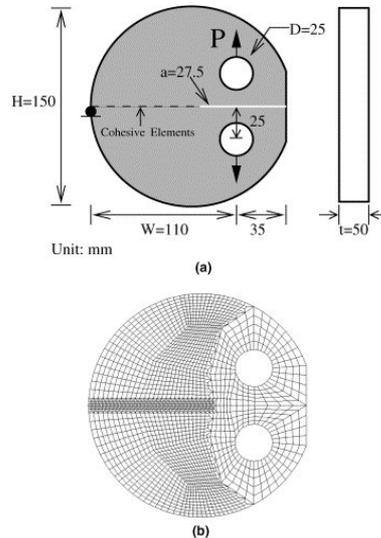


Figura 2.48 Probeta de ensayo de disco compacto, (Wagoner *et al.*, 2005)

Pérez (2007), indicó que al igual que ocurría con el ensayo BTD, una de las ventajas de este ensayo es la facilidad de la fabricación de las probetas cilíndricas. Sin embargo, realizar los agujeros para aplicar las cargas en la probeta resulta más difícil.

Otro de los inconvenientes, continúa señalando Pérez (2007), que presentan ambos ensayos es que la probeta no se encuentra sometida a un ensayo de tracción simple puro, lo que provoca la aparición de compresiones en el extremo opuesto al punto de aplicación de la carga, complicando el cálculo de los parámetros mecánicos.

El ensayo de tracción de la Universidad de Cataluña es un ensayo de tracción directa simple sobre probetas prismáticas que permite evaluar la tenacidad y la deformación de rotura de distintas mezclas bituminosas, (Garrote 2006 y Pérez 2007). Es un ensayo de tipo estático basado en la confección de probetas que son sometidas a un único esfuerzo de tracción con lo cual se simplifican los cálculos de tensiones.

Las probetas son obtenidas por serrado de probetas de pista (NLT 173/00) y tienen unas dimensiones aproximadas de 150 mm x 50 mm x 50 mm. A cada probeta obtenida se le realiza una entalladura en su parte central, con lo cual disminuye su sección de manera que se induce la formación de la fisura cuando se realiza el ensayo.

Las probetas son fijadas a la máquina a través de dos dispositivos metálicos, unidos a cada extremo por medio de un adhesivo. El ensayo se realiza mediante control de

desplazamiento del pistón, aplicando una velocidad constante de 0,1 mm/min hasta llegar a la rotura total de la probeta, Figura 2.49.



Figura 2.49 Ensayo a tracción directa de la probeta prismática, (Garrote, 2006)

### ***2.3.1.3 Ensayo de tracción indirecta***

El método de ensayo de tracción indirecta (método Brasileño), UNE-122697-23-2003, es un ensayo que se realiza aplicando una carga sobre las dos líneas diametralmente opuestas de una probeta cilíndrica. Este tipo de procedimiento ha sido utilizado en probetas de hormigón y es muy conocido como ensayo a tracción indirecta en trabajos de mezclas asfálticas.

El ensayo se realiza con probetas elaboradas por medio del procedimiento Marshall, a las cuales se les aplica una carga monotónica a una velocidad de desplazamiento a razón de 0,760 mm/minuto. Se mide la carga  $P$ , y el desplazamiento en la misma dirección de la carga, obteniéndose la curva carga-desplazamiento.

El método Tschegg de separación por cuña ha sido desarrollado por la Universidad Técnica de Viena, Austria y es un ensayo que permite evaluar la influencia de diferentes tipos de geotextiles para su uso en sistemas antirremontes de fisuras.

El ensayo presenta como ventaja que no requiere la confección de probetas en el laboratorio ya que la evaluación se puede realizar con probetas obtenidas directamente de la capa de rodadura a través de la extracción de testigos de 150 mm o 200 mm de diámetro.

El método permite una comprobación de la adherencia entre capas y cuantifica la adherencia en la zona de intercapa.

Es un ensayo que permite evaluar de manera simple según lo señalado por (Lugmayr *et al.* (2002) la resistencia a la tracción en la grieta, que es de algún modo equivalente a la resistencia a la adherencia obtenida por el método de resistencia a la tracción y se puede calcular a partir de la fuerza máxima del diagrama de carga deformación.

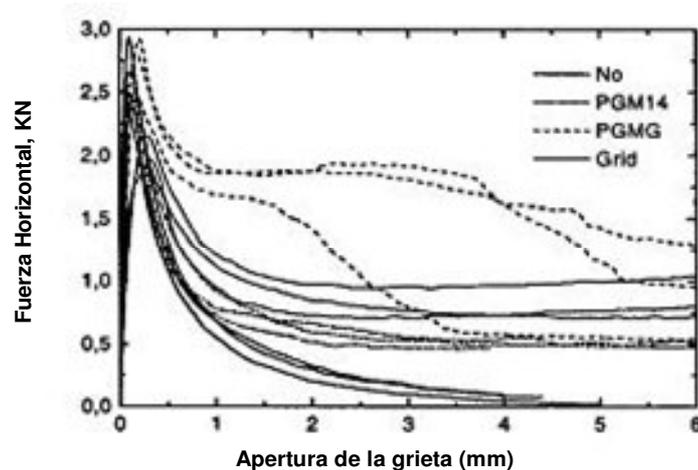


Figura 2.50 Diagrama de carga-deformación para diferentes sistemas de intercapa, mediante ensayo de tracción indirecta, (Tschegg *et al.*, 1998)

Este ensayo permite la comparación de testigos extraídos de diferentes tramos de carretera y compararlos con probetas confeccionadas en laboratorio. La forma de preparación de una probeta para su ensayo consiste en realizar un corte Figura 2.51 que permite inducir la propagación de la grieta introduciendo una cuña (cuña diseñada por Tschegg) que permite la división de la muestra. La fuerza de la cuña se aplica sobre dos placas que se encuentran sobre la probeta, estas placas disponen de rodamientos para que el rozamiento sea despreciable, Figura 2.52.



Figura 2.51 Montaje de los rodamientos sobre muestra de ensayo



Figura 2.52 Inicio de rotura del testigo bajo la carga de la cuña

La velocidad de desplazamiento es 2 mm/min y las temperaturas a las que normalmente se ensayan las probetas son de -10 °C, 0 °C y 10 °C.

Una de las ventajas que presenta el ensayo es permitir evaluar el comportamiento de un geosintético posterior a su colocación y tiene la desventaja de la laboriosidad excesiva en la preparación de las probetas debido a la gran cantidad de cortes de precisión que se deben realizar.

Como conclusión de los ensayos que utilizaron geosintéticos, Tschegg *et al.* (1998) indicó que una alta resistencia frente la propagación de la grieta se logra con geotextiles de baja rigidez y con una buena adherencia entre las capas de asfalto y la energía de fractura es un concepto apropiado para la caracterización del comportamiento a la fractura de una mezcla bituminosa y de sus componentes, y de la intercapa.

### **2.3.2 ENSAYO DE FATIGA SIMULANDO CARGAS DE TRÁFICO**

El ensayo del Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA) del Centro Técnico Aeroespacial (CTA) de Brasil permite evaluar el comportamiento en laboratorio de un geosintético como capa anti-propagación de fisuras (Montestruque *et al.*, 2000)). El ensayo se realiza a fatiga sobre probetas de aglomerado asfáltico apoyadas sobre una base elástica. Cada probeta está formada por dos capas unidas por un geosintético impregnado en ligante, dando una fisura inicial a la capa inferior. La posición de la carga se varía con respecto a la fisura, simulando los efectos de flexión y corte. Este ensayo permite calcular el número de ciclos a que se inicia la fisura, su evolución y valores correspondientes al número total de ciclos que pueda resistir.

Este ensayo fue utilizado para realizar ensayos dinámicos a fatiga en vigas de mezcla bituminosas con y sin la presencia de un geosintético en la zona de intercapa para estudiar su influencia en los mecanismos de propagación de grietas. El geosintético utilizado era una geomalla de poliéster que tenía una abertura de malla de 40 x 40 mm con una resistencia nominal a la tracción de 50 kN/m correspondiente a un 12 % de deformación.

Se utilizaron probetas prismáticas de mezcla bituminosa de 46 cm de longitud, 7,5 cm de ancho y 15 cm de altura, a las que se les realizó en su parte inferior central una abertura, que simula una grieta en el pavimento bituminoso. La geomalla fue posicionada exactamente sobre el extremo de esa abertura, en el lugar donde se tiene una mayor concentración de tensiones. Durante la aplicación de las cargas cíclicas, tanto en el modo de flexión (carga en centro de la viga) como en cortante (carga a un lado de la abertura), se midieron las deformaciones y las aperturas de la grieta refleja (Figura 2.53). El pulso de carga fue sinusoidal con frecuencia de 20 hz, aplicado por un pistón a través de una chapa de acero (40 x 75 mm) generando una presión de 0,56 MPa.

Entre la base de apoyo y la viga de aglomerado asfáltico fue instalada una banda de caucho con la finalidad de minimizar la concentración de tensiones y favorecer la apertura de grieta.

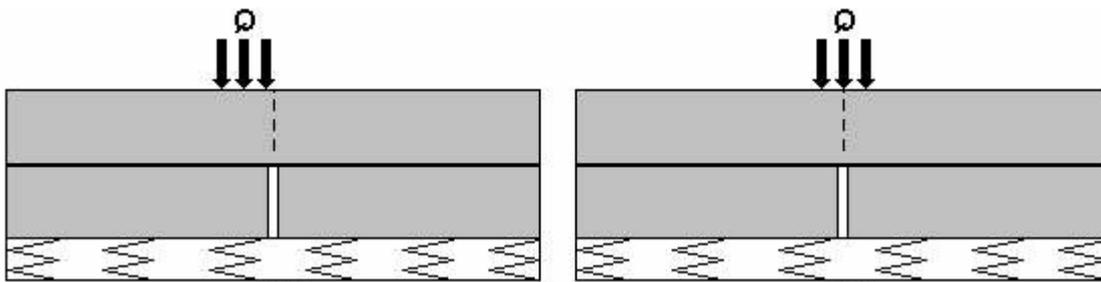


Figura 2.53 Aplicación de carga: Modo cortante Modo flexión

Según señala Montestruque *et al.* (2000), en las vigas sin geosintético, la grieta refleja se inició después de pocos ciclos de aplicación de carga. Su ascensión ocurrió rápidamente y de forma vertical. En las vigas reforzadas con geomalla de poliéster, el ascenso vertical de la grieta refleja se interrumpió y después de varios ciclos de carga y descarga se apreció un nuevo patrón de agrietamiento: fueron surgiendo microfisuras de forma aleatoria, asociadas a la propia fatiga de la mezcla asfáltica, independiente del mecanismo de reflejo.

Debido a la larga duración de la prueba, se establecieron dos criterios de finalización del ensayo, el primero consiste en que la grieta llegue a la parte superior de las probetas. Si esto no sucede, el segundo criterio define el fallo por la presencia visible de grietas coincidentes con una deformación vertical permanente de 2,5 mm bajo el área de carga.

Como complemento al ensayo se aplicaron diferentes cargas cíclicas (de 1,68, 1,30 y 1,00 kN con su presión de contacto vertical correspondiente de 0,55, 0,42 y 0,32 MPa) para determinar su comportamiento a través de su ley de fatiga.

Este proceso se completó con una simulación numérica que permitió una mejor interpretación del mecanismo de propagación de las grietas observado en laboratorio. Como conclusión según señala Montestruque *et al.* (2000), la geomalla actúa como elemento de refuerzo del aglomerado asfáltico, absorbiendo parte de la carga aplicada, interrumpiendo la propagación de la grieta refleja.

El ensayo de la Dirección de Vialidad de Chile tenía por objetivo, según señala Pardo y Canata (2002), comparar el comportamiento de los sistemas que retardan la aparición de fisuras sobre la superficie de los pavimentos, cuando se ha aplicado un recubrimiento bituminoso. Para ello se realizaron dos ensayos de laboratorio: el primero consiste en una viga solicitada por una carga que simula el paso de un vehículo, y el segundo es un ensayo a tracción.

Los materiales empleados para la fabricación de las probetas fueron: geomallas de poliéster, geotextiles impregnados con betún asfáltico, mezclas de arena asfalto (SAMI) y una malla de acero galvanizado. Como muestras de comparación se elaboraron probetas sin utilizar ningún sistema que retarde la reflexión de las fisuras: sólo una capa de mezcla asfáltica sobre el pavimento antiguo.

Para el ensayo que simula el paso de la rueda de un vehículo se elaboraron probetas de 15 cm de ancho, 55 cm de largo y 15 cm de espesor y se realizaron en dos etapas. La primera etapa consistió en la colocación de una capa de 6 cm de espesor, que representaba el pavimento existente, a la que se le realizó una hendidura en su parte central inferior a través de un serrado, que representaba la grieta a reflejar. Terminado este procedimiento, se volvió a introducir en su molde y se confeccionó la segunda probeta de 9 cm, la cual representaba la capa de renovación.

Finalizada la construcción de las vigas, se procedió a ensayarlas con una prensa. Para simular el paso de un vehículo se aplicó una carga cíclica en el centro de la viga sobre una plancha de acero de 20 cm por 15 cm y 10 mm de espesor, la frecuencia fue de 0,2 Hz. La carga máxima aplicada fue de 8,3 kN, ejecutándose los ciclos manualmente, (Figura 2.54).

Durante el ensayo la viga permaneció apoyada en una plancha de goma que simulaba las características semielásticas de la base, dejando que la viga se curvara bajo la carga y se recupera al descargarla.

Cada 100 ciclos se midió la longitud de la grieta correspondiente a la distancia vertical desde la base de la viga, y se calculó el valor medio de la misma correspondiente a las dos caras opuestas. Para obtener una mejor visualización de la propagación de la grieta, debido a la irregularidad de los costados de la viga, estos fueron pulidos y posteriormente pintados con látex de color blanco.

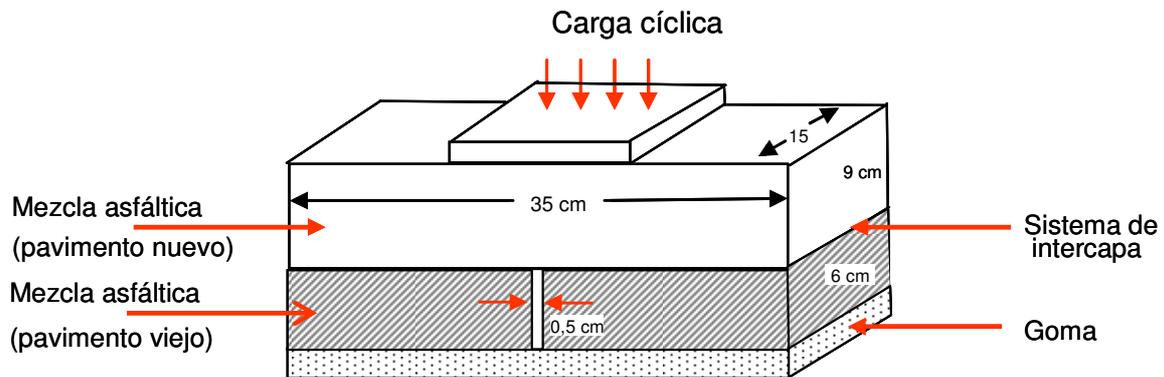


Figura 2.54 Esquema de viga de carga cíclica, (Pardo y Canata, 2002)

Los resultados se expresaron graficando la relación entre la longitud de propagación de la grieta y el número de ciclos de carga aplicada.

De las conclusiones más relevantes obtenidas por los autores se pueden señalar las siguientes:

- La utilización de las mallas, sean éstas de poliéster o acero galvanizado, reducen de manera considerable la propagación de la grieta generada por los ciclos de carga y descarga, que simula el paso de un vehículo, y aumenta la vida del recubrimiento asfáltico casi 3 veces, considerando que era posible aplicar más ciclos de carga sin que se produjera deterioro de la probeta ensayada.
- Mencionan que las muestras no reforzadas se rompieron con una única grieta importante, mientras que las muestras reforzadas presentaron un conjunto de fisuras uniformemente distribuidas. Esta situación se justifica al indicar que el refuerzo redistribuye las cargas.

Otro ensayo que intenta simular el crecimiento y la propagación de la reflexión de grietas en una capa de mezcla bituminosa reforzada con una geomalla fue presentado por Sobhan *et al.* (2004), Figura 2.55.

Los objetivos de esta investigación consistían en diseñar y conducir un procedimiento que simulara los mecanismos de la reflexión de grietas en una junta de hormigón cubierta

con una mezcla bituminosa, estudiar la influencia que tiene la forma de colocar la geomalla y su posición física en el recrecido; y como tercer objetivo cuantificar la efectividad de la geomalla en mitigar la reflexión de grietas.

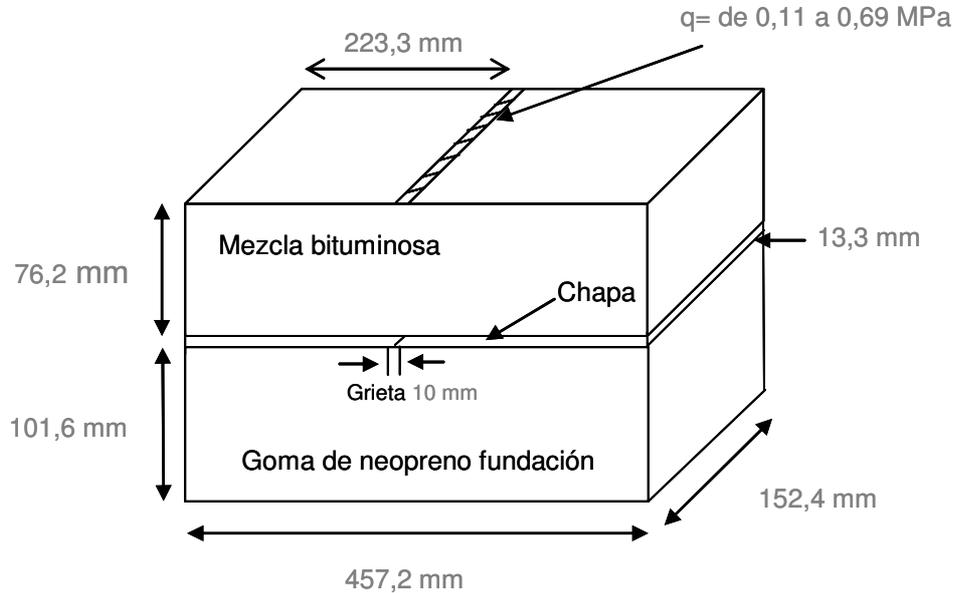


Figura 2.55 Representación esquemática de la disposición del ensayo, (Sobhan *et al.*, 2004))

El procedimiento consta de dos fases, inicialmente se aplicó un ensayo estático que incluyó una serie de ensayos a muestras sin refuerzo mediante una carga monotónica incremental en orden a evaluar la capacidad del ensayo para simular la iniciación y propagación de fisuras reflejas.

La segunda parte incluyó una serie de ensayos cíclicos de fatiga en probetas fabricadas con geomalla y sin geomallas en la capa intermedia. Para ello se utilizaron varias cargas sinusoidales con una amplitud constante de 0,222; 0,444; 0,888; 1,110 y 1,332 kN con una frecuencia 2 Hz. La carga fue aplicada a través de un elemento de acero que permitía dejar una impresión curva similar a una rueda de neumático. El registro de datos incluía el tiempo, la carga y la deformación para todos los ciclos de carga.

Otro ensayo de estas características fue desarrollado por el Laboratorio de Caminos de la Universidad de Cantabria (LCS). Este fue desarrollado para estudiar comportamiento de una mezcla bituminosa reforzada con una malla metálica frente a la propagación de fisuras desde las capas inferiores de un firme.

Las probetas empleadas en el ensayo son de grandes dimensiones (920 mm x 550 mm x 150 mm) por lo que se fabricaron a escala real con maquinaria convencional de construcción, y posteriormente se serraron in situ y se trasladaron al laboratorio para su ensayo.

La malla metálica se apoyó sobre 50 mm de mezcla bituminosa y sobre el conjunto se extendieron otros 100 mm de mezcla. En la parte inferior, mediante serrado se realizó una prefisura para controlar la zona donde se debía propagar la grieta.

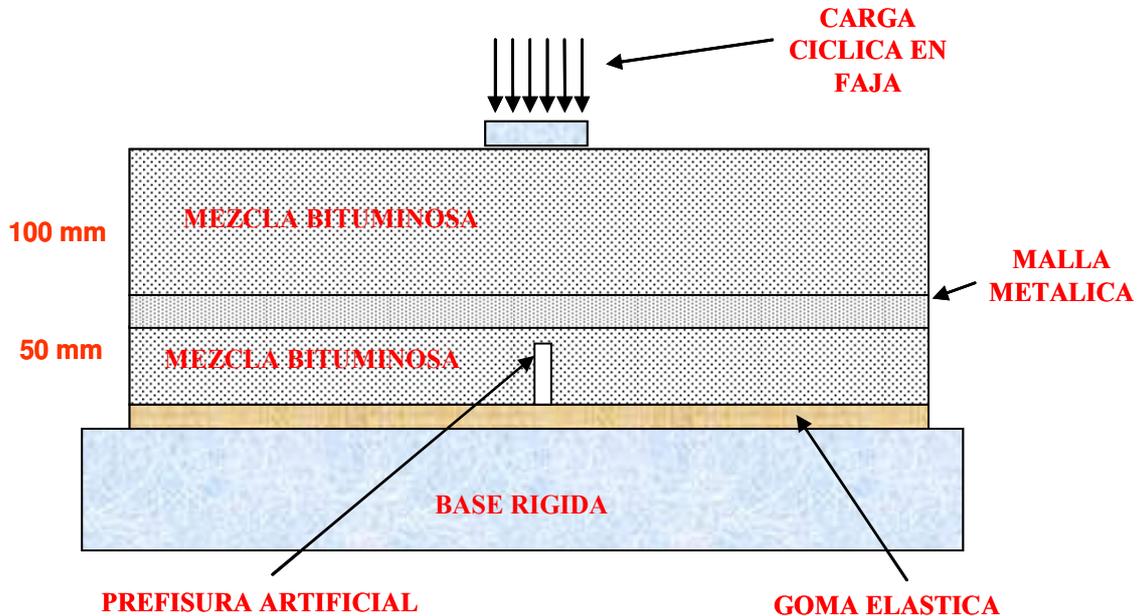


Figura 2.56 Esquema de la probeta ensayo del LCS. Adaptado de Torres *et al.* (2007)

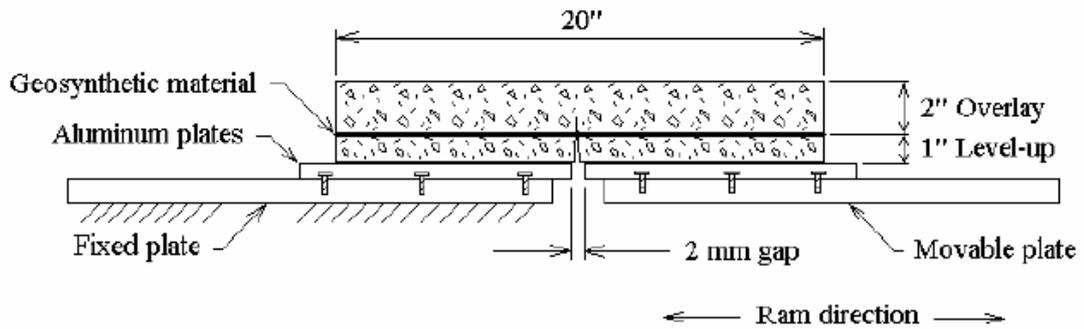
Se optó por un ensayo dinámico con control de carga para facilitar la progresión de la grieta. La carga se aplicó empleando ondas senoidales con presiones de contacto que oscilaban entre 0,07 y 1,04 MPa a una frecuencia de 10 Hz.

Como conclusión del estudio se determinó qué influencia tenía la malla metálica en la durabilidad del conjunto.

### 2.3.3 ENSAYO DE FATIGA TÉRMICA

El ensayo del Instituto de Transporte de Texas (TTI), según cita Zhou *et al.* (2004) fue elaborado por Lytton en 1970 y es conocido con el nombre de “TTI Overlay Tester”.

El TTI Overlay Tester consiste en un mecanismo controlado hidráulicamente, diseñado para simular las tensiones de tracción y compresión inducidas en un pavimento o base causadas por los cambios de temperatura. Como se ha señalado estas tensiones son producidas por desplazamientos horizontales en la estructura del pavimento, y son grietas de origen térmico. Para simular estos desplazamientos el dispositivo cuenta con dos platos, uno fijo y uno móvil (Figura 2.57).

Figura 2.57 Diagrama del ensayo ITT (Cleveland *et al.*, 2002)

La probeta tiene forma de viga y las dimensiones son de 375 mm de largo y 75 mm de ancho y una altura variable de 25 a 75 mm. La base inferior se pega a la superficie de los platos de aluminio, dejando media probeta a cada lado de la grieta. El plato móvil se abre y se cierra con un desplazamiento máximo que oscila entre 0 y 2 mm. Habitualmente el ensayo se realiza a 25 °C y la apertura de la grieta se realiza normalmente con una frecuencia de un ciclo cada diez segundos (0,1 Hz). Si la apertura del plato es de 1 mm, el movimiento horizontal es aproximadamente igual al desplazamiento experimentado por una losa de hormigón de 4 m de largo cuando sufre un diferencial térmico de 20 °C.

Este tipo de movimiento causa una fisura que se inicia en la parte inferior de la probeta y que asciende a través de ella, estableciéndose como criterio de fallo el instante en el cual la grieta se refleja en la parte superior de la probeta cuando las placas se encuentran separadas, (Figura 2.58)



Figura 2.58 Localización de la grieta de falla en el ensayo ITT

Zhou *et al.*, (2004) señala que se han llevado a cabo numerosos estudios con este tipo de ensayo para evaluar la efectividad de los geosintéticos en retrasar la propagación de

las grietas reflejas, incluso con probetas de mayores dimensiones a las indicadas anteriormente; sin embargo, la fabricación de estas últimas probetas resulta muy dificultosa por lo que generalmente el ensayo se realiza sobre probetas de menor tamaño.

### 2.3.4 ENSAYOS COMBINADOS DE CARGA DE TRÁFICO Y TENSIONES TÉRMICAS

Debido a que los mecanismos que originan la reflexión de grietas afectan a un pavimento en forma combinada y no de forma aislada, la comunidad científica ha realizado esfuerzos que intentan simular el efecto combinado de estos mecanismos.

Estos ensayos son producto de la evolución de otros dispositivos que consideraban uno u otro mecanismo, y requieren de una implementación sofisticada por lo que su puesta a punto ha llevado mucho tiempo.

El ensayo del Laboratorio Central Ponts Et Chaussées tiene como objetivo clasificar las técnicas antirreflexión de grietas, midiendo el tiempo de propagación a través de la capa de rodadura, Vecoven (1989).

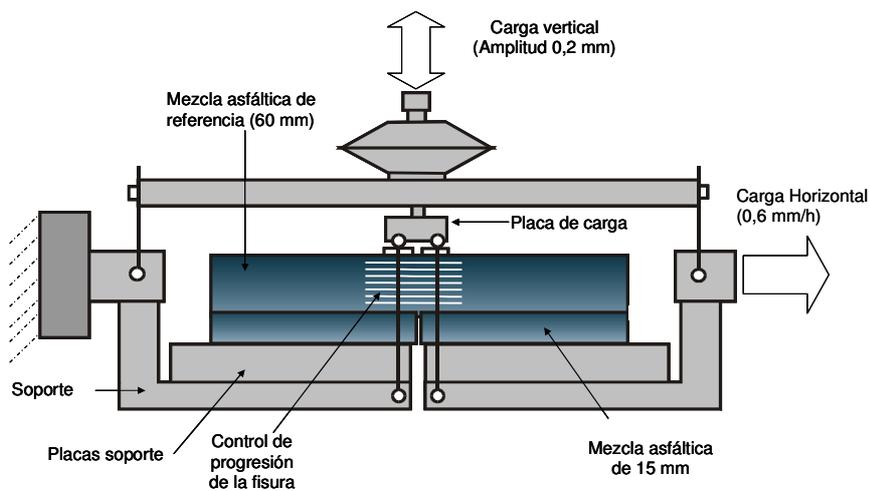


Figura 2.59 Esquema del montaje de la cuna de ensayo (Dumas y Vecoven, 1993)

Una de las modalidades de este ensayo evalúa el comportamiento de un sistema SAMI, colocado sobre un soporte de mezcla asfáltica prefisurada y protegido por una capa de 6 cm de mezcla asfáltica convencional. Se somete a una flexión cíclica de flecha impuesta, a la vez que la fisura del soporte se va abriendo a una velocidad constante. El ensayo mide la velocidad de remonte de la fisura hasta su aparición en la superficie del aglomerado, (Cancela y Bardesi, 1995).

La eficacia del sistema se evalúa mediante un coeficiente obtenido dividiendo el tiempo que tarda en aparecer la fisura en la superficie de la mezcla asfáltica convencional en

relación con el tiempo que tarda un sistema clásico formado por 2 cm. de arena-betún puro y 6 cm. de mezcla asfáltica convencional. Se entiende que cuando un sistema tiene un coeficiente comprendido entre 0,9 y 1,1 es medianamente eficaz; por debajo de 0,9 es ineficaz y por encima de 1,1 es muy eficaz. Los ensayos realizados sobre geotextiles impregnados con emulsiones modificadas han dado como resultado valores superiores a 1,5 (Cancela y Bardesi, 1995).

El ensayo del Centro de Investigación de Carreteras de Bélgica es un método que tiene como objetivo estudiar y observar la reflexión de grietas en la estructura de un pavimento semirrígido que contiene una discontinuidad pre-existente en su capa base bajo la influencia de contracciones térmicas.

Este ensayo mide, en función del tiempo, los desplazamientos entre bordes de la grieta, los desplazamientos de fibra inferior de la capa asfáltica y la fuerza ejercida sobre la losa de hormigón, (Francken y Vanelstraete 1993).

Este sistema permite simular el efecto de las cargas del tráfico, aplicando una carga uniforme, lo cual permite observar el inicio y la propagación de la grieta debidos a los efectos combinados del tráfico y de las variaciones térmicas. El esquema se presenta en la Figura 2.60.

### Esquema del ensayo Belga

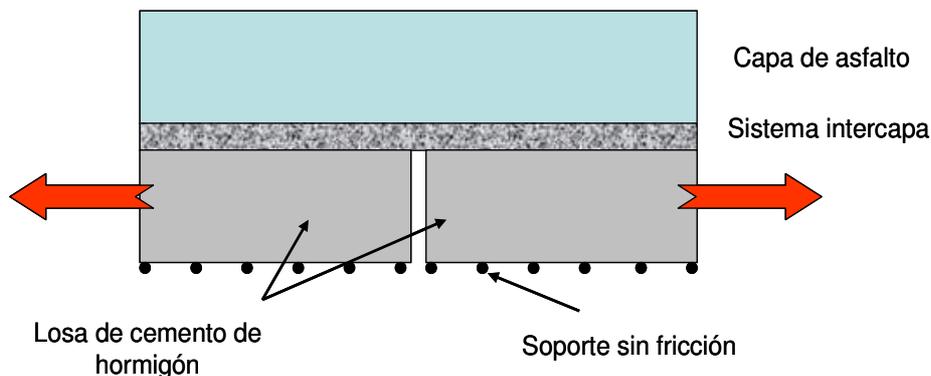


Figura 2.60 Ensayo del Centro de Investigación de Carreteras de Bélgica

Las condiciones de desplazamiento son las siguientes.

- Onda triangular.
- Amplitud de 1 mm.
- Período de 6000 a 8000 segundos.
- Separación inicial de los bordes de 4 mm.

Según señalan Francken y Vanelstraete (1993, 1996), inicialmente se empleó carga centrada sobre la grieta, dos sistemas antirreflexión, además de una muestra de referencia sin sistema de intercapa. Posteriormente, se realizaron estudios similares con cargas descentradas con respecto a la grieta, manteniendo la base flexible bajo la carga y una base rígida en el lado no cargado, Figura 2.61.

### Compresión sinusoidal asimétrica con respecto a la grieta

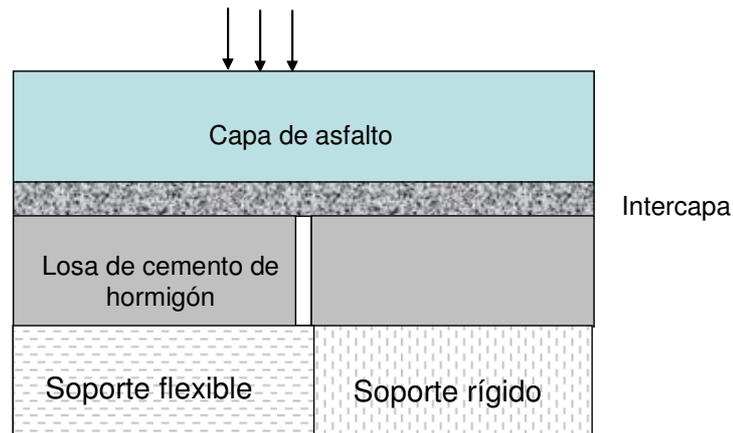


Figura 2.61 Esquema del ensayo para estudiar la eficiencia de los sistemas de intercapa

Una experiencia similar fue desarrollada por Elsing y Sobolewski (1998), en la cual estudiaron la efectividad de dos geosintéticos (un geotextil y una geomalla) para prevenir la propagación de las fisuras debidas a las acciones térmicas, comparándolas con una muestra sin geosintético.

Cada muestra (Figura 2.62), tenía una longitud de 60 cm y una anchura de 15 cm y estaba compuesta por una base formada por dos bloques de hormigón separados por una discontinuidad de 4 mm de ancho simulando la fisura.

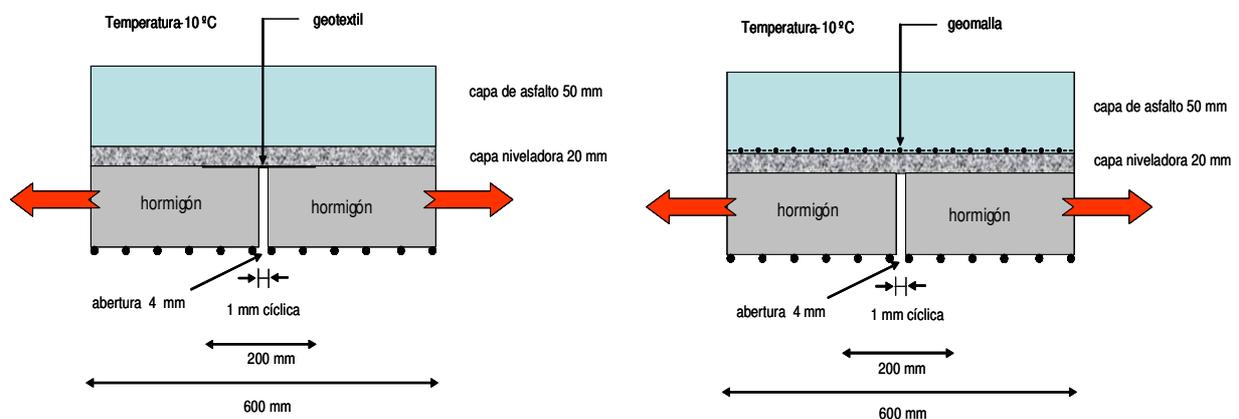


Figura 2.62 Vista esquemática del ensayo de simulación de grieta térmica

La muestra 1 correspondía a un geotextil impregnado de betún, colocado sobre la fisura con una longitud de anclaje de 10 cm a cada lado de la misma. Para impregnar el geotextil se empleó una dotación de 1,10 kg/m<sup>2</sup> de betún. Sobre el geotextil se extendió una capa niveladora de 2 cm para proporcionar una buena adherencia con los bloques, y sobre ésta se realizó un riego de adherencia con una dotación de 0,25 kg/m<sup>2</sup> de betún residual.

En la muestra 2, antes de colocar la geomalla de poliéster se extendió sobre la capa de nivelación una emulsión con una dotación de ligante residual de 0,40 kg/m<sup>2</sup> con la misión de proporcionar una buena adherencia. Como capa de rehabilitación se utilizaron 5 cm de mezcla bituminosa.

Para la muestra sin refuerzo, se extendió una capa de asfalto de 7 cm de espesor sobre los bloques de hormigón, interponiendo entre ellos una capa de ligante.

Las muestras se ensayaron a -10 °C durante 100 horas. La velocidad de apertura de la grieta fue de 1 mm/hora. En cada ciclo la fisura entre los dos bloques de hormigón se desplazaba 1 mm y otra vez volvían a su posición inicial de 4 mm de separación. Estos ensayos simulan el efecto de la retracción y expansión del hormigón como resultado de las variaciones de temperatura.

Los resultados de la experiencia indicaron que las muestras con refuerzo no llegan a la rotura hasta transcurridas 94 horas de ensayo, mientras que la muestra sin refuerzo rompía completamente después del primer ciclo de carga. Además en la muestra con geotextil la fisura se propagó horizontalmente a lo largo de la intercapa.

En la muestra con geomalla la fisura se propaga horizontalmente a lo largo de la intercapa en unos pocos centímetros y entonces se propaga hacia arriba en la capa de asfalto. La fisura en todo caso es pequeña y no alcanza la superficie de la capa de asfalto, incluso al finalizar el ensayo.

Entre el año 2004 y 2006 el Laboratorio de Carreteras de la Universidad Politécnica de Madrid desarrolló un nuevo equipo para el estudio de la reflexión de grietas. Este equipamiento tenía un doble objetivo según señalan Prieto *et al.* (2007):

- Crear un equipo de laboratorio que al aplicar una flexión, produjera simultáneamente esfuerzos de tracciones y de corte involucrados en los mecanismos de reflexión de grietas.
- Estudiar la evolución y forma de las grietas reflejas en función de las condiciones de adherencia entre materiales, para poder plantear un modelo numérico que explicara el fenómeno.

- Este nuevo ensayo se denominó WRC (Wheel Reflective Cracking) y está basado en el ensayo del paso de la rueda (BS 598-110).

El equipamiento que utiliza el ensayo WRC fue desarrollado a partir de la máquina utilizada para el ensayo de pista (Figura 2.63).



Figura 2.63 WRC instalado en máquina de ensayo de pista (Prieto *et al.*, 2007).

Las probetas utilizadas en el ensayo WCR son de 305 mm x 305 mm x 60 mm y se obtienen por serrado de probetas del ensayo de pista.

El movimiento vertical relativo entre los bordes de la junta y el esfuerzo cortante resultante sobre la probeta es simulado por el sistema WCR mediante un dispositivo articulado ubicado en la zona inferior del aparato (Figura 2.64).

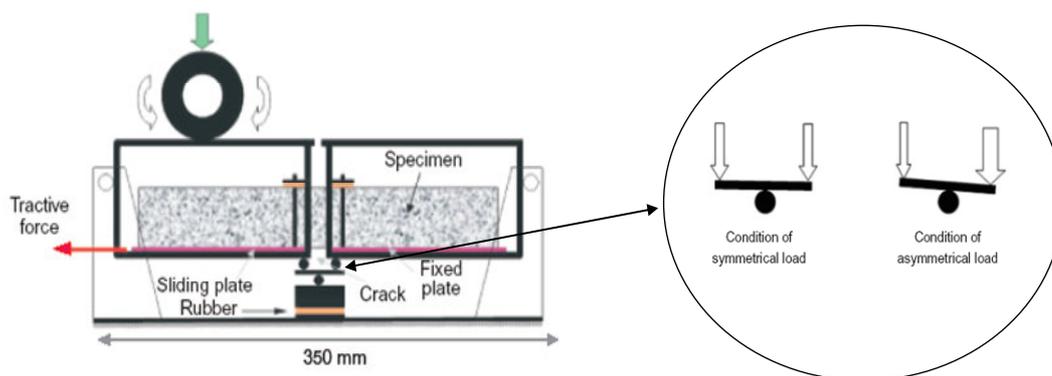


Figura 2.64 Diagrama de WRC y mecanismo simulador de movimiento vertical relativo

### **3. DEFINICIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS EMPLEADOS PARA ANALIZAR EL COMPORTAMIENTO DE UN GEOSINTÉTICO COMO ELEMENTO ANTIRREMORTE DE FISURAS**

En este capítulo se describen inicialmente los criterios que se han establecido para la selección de los distintos materiales empleados en esta investigación. En nuestro caso, las variables fundamentales tenidas en cuenta han sido: la dotación y tipo de ligante, y el tipo de geosintético.

En la segunda parte de este capítulo se recoge el proceso seguido para elegir y desarrollar los procedimientos de caracterización de un sistema antirremorte y de los componentes del mismo. Para ello se han definido tres procedimientos de ensayo: un ensayo para evaluar el efecto de la temperatura en los geosintéticos, un ensayo para medir la adherencia y un ensayo de remonte de fisuras.

#### **3.1 SELECCIÓN DE LOS MATERIALES**

El primer aspecto a tener en cuenta en un sistema antirremorte de fisuras es conocer los materiales con los que se debe realizar éste. El sistema está compuesto por los siguientes elementos:

- El ligante empleado en el riego.
- El geosintético.
- La mezcla bituminosa empleada como recubrimiento.

Se ha intentado aproximarse lo máximo posible a los procedimientos y materiales que se emplean en las técnicas de rehabilitación mediante el uso de geosintéticos como sistema antirremorte.

Para mantener una uniformidad en la mezcla, facilitar el proceso de fabricación y disminuir la dispersión de resultados, se ha optado por utilizar mezclas fabricadas en planta, las cuales posteriormente en laboratorio eran recalentadas y moldeadas.

Se han empleado los siguientes materiales:

### 3.1.1 BETUNES EN LA ZONA DE INTERFASE

Para adherir el geosintético a la mezcla se ha seleccionado una emulsión convencional empleada en estos sistemas y una emulsión termoadherente de más reciente desarrollo.

Las dos emulsiones bituminosas de tipo catiónico son las siguientes:

- Convencional: ECR-3 con un 67,5% de betún residual del tipo B-130/200
- Termoadherente (Antistick): con un 58% de betún residual fabricada a partir de un betún duro B -13/22, no modificado con polímeros.

Para la fabricación de un sistema SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer), empleado como uno de los sistemas de referencia de este estudio, se ha utilizado un betún modificado.

- Betún BM-4

En el Anexo I se recoge mayor información de los ligantes empleados.

### 3.1.2 GEOSINTÉTICOS

Entre la gran variedad de productos sintéticos: geotextiles, geomallas y geocompuestos, que se han desarrollado para tratar de retrasar la propagación de las grietas reflejas, se han seleccionados algunos de los que emplean actualmente en España:

Tipo	Denominación	Material constituyente
Geomalla	GM-1	Geomalla de poliéster combinada con un geotextil no tejido
	GM-2	Geomalla de poliéster
	GM-3	Geomalla de polivinil alcohol, combinada con un geotextil no tejido
	GM-4	Geomalla de fibra de vidrio, recubierta de un polímero y provista de un adhesivo sensible a la presión.
Geotextil	GT-1	Geotextil no tejido de polipropileno de 140 g/m <sup>2</sup>
	GT-2	Polipropileno agujeteado no tejido
Geocompuesto	GC-1	Geotextil reforzado con una geomalla de fibra de vidrio

Tabla 3-1 Identificación de los geosintéticos seleccionados para el estudio

Las características generales de los geosintéticos, empleados en las diferentes fases de esta investigación, se encuentran descritas en el Anexo I, pero en general los aspectos más destacables de los productos son:

- GM-1: Geomalla de poliéster de alto módulo, recubierta con ligante bituminoso. Además, está provista con una tela no tejida ultraligera fijada sobre uno de los lados, que también está recubierta con un producto bituminoso.
- GM-2: Geomalla de poliéster con recubrimiento de PVC.
- GM-3: Geomalla de polivinil alcohol, recubierto con un ligante bituminoso. En este caso también está provisto de una tela no tejida ultraligera fijada sobre uno de los lados y recubierta con producto bituminoso.
- GM-4: Geomalla de estructura reticulada de cordones de fibra de vidrio, cubierta de un revestimiento de polímeros y provista de una capa de adhesivo sensible a la presión.
- GT-1: Geotextil de fibras de polipropileno de 140 g/m<sup>2</sup>, no tejido y agujeteado con filamentos continuos y con un tratamiento para protegerlo de los rayos U.V.
- GT-2: Geotextil de fibras de polipropileno de 120 g/m<sup>2</sup>, fabricado mediante compactación por punzonamiento y con un acabado térmico.
- GC-1: Geotextil no tejido agujeteado de filamentos continuos de polipropileno estabilizado a los rayos U.V. con filamentos continuos de fibra de vidrio.

### **3.1.3 MEZCLA BITUMINOSA**

Para todo el estudio, y con el fin de no introducir más variables, se seleccionó una mezcla bituminosa en caliente, tipo D-12, que es una de las que habitualmente se emplean en capa de rodadura. Dado que la cantidad de material necesario para el estudio era muy grande (al final resultó del orden de 12 t), se buscó una solución que al menos redujera en parte el trabajo de laboratorio en lo referente al proceso de elaboración de las probetas. Por ello, se optó por que el material procediera de una planta industrial de fabricación de mezclas bituminosas, en este caso de la empresa Arruti S.A., y se almacenó en bloques cúbicos de unos 40 kilos de peso. Posteriormente la mezcla se recalentaba para su empleo.

El suministro de todo el material se realizó en dos ocasiones. No obstante, las características de la mezcla referentes a los materiales constitutivos y composición son las mismas.

TIPO MEZCLA		D-12
ÁRIDO	GRUESO	OFITA
	FINO	OFITA+CALIZA (50/50)
LIGANTE	TIPO	B-60/70
	DOTACIÓN	5,45 % s.a

Tabla 3-2 Características generales de la mezcla bituminosa

Se trata de una mezcla bituminosa en caliente densa con tamaño máximo de árido de 12 mm, con una dotación de 5,45 % de betún sobre los áridos (Tabla 3-2).

Las características de la mezcla y del proceso de manipulación y almacenamiento en laboratorio se recogen en el Anexo I.

### 3.2 DEFINICIÓN DE LOS ENSAYOS A REALIZAR

En este apartado se recoge el proceso seguido para elegir y desarrollar los procedimientos de caracterización de un sistema antirremorte y de los componentes del mismo. Para ello se han desarrollado tres procedimientos de ensayo:

- Un ensayo que evalúa el efecto de la temperatura en los geosintéticos.
- Un ensayo de adherencia.
- Un ensayo de remonte de fisuras.

#### 3.2.1 EL EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LOS GEOSINTÉTICOS

A los materiales termoplásticos tales como el polipropileno y el poliéster se les conoce como grupo de polímeros lineales. Su comportamiento y propiedades son, en mayor o menor medida, susceptibles a los cambios de temperatura. Por ello conocer la influencia de ésta es fundamental desde el punto de vista de su utilización práctica. El aumento de la temperatura provoca cambios en su estructura interna que modifican su comportamiento.

Cuando estos productos se disponen en la zona de interfase, se colocan sobre un ligante y encima se extiende una mezcla bituminosa en caliente, que puede tener una temperatura del orden de 130 a 150 °C, por ello las propiedades iniciales pueden verse alteradas. Para ello esta tesis se centra en dos aspectos del comportamiento de estos materiales, que son función de la temperatura alcanzada y el tiempo a que están sometidas a la misma. El primero hacer referencia en como varía la sección y el segundo como varía su resistencia mecánica.

Inicialmente se estudió cómo varía la temperatura adquirida por un geosintético. Para ello se realizaron dos métodos. El primero estudiaba cómo variaba la temperatura adquirida dentro de una estufa de aire forzado (transferencia de calor por convección) en función de la temperatura y del tiempo de permanencia en la misma. Un segundo procedimiento consistía en introducir un geosintético en un baño de arena caliente (transferencia de calor por conducción).

### ❑ Evolución de la temperatura de un geosintético al ser sometido a calentamiento

Los geosintéticos seleccionados se cortan en trozos de  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  de sección y posteriormente se cuelgan de una barra de hierro por medio de un sistema de ganchos metálicos. Estas probetas se introducen en una estufa de aire forzado, a una temperatura de  $150^\circ \text{C}$ , con la intención de estimar de manera experimental el traspaso de dicha temperatura a las probetas y mediante un termómetro de infrarrojos, se mide la temperatura de la superficie, a intervalos de 5 minutos durante una hora, (Figura 3.1).



Figura 3.1 Detalle de sistema de sujeción y toma de temperatura

### ❑ Efecto de la temperatura en las dimensiones de los geosintéticos

Se trata de simular el proceso equivalente al de la puesta en obra de un sistema antirremonte (mezcla-emulsión-geosintético-mezcla) y tras someter al geosintético a una temperatura durante un período de tiempo, este se recupera para determinar visualmente y geoméricamente los cambios experimentados.

Al igual que en el caso anterior, la sección de las probetas es de  $10 \times 10 \text{ cm}^2$ , aunque en algunos casos las dimensiones son de  $10 \times 12 \text{ cm}^2$ , debido a la geometría de la geomalla. Las probetas posteriormente se envuelven con papel de aluminio convencional, (Figura 3.2)

para evitar su contaminación y se introducen en bandejas metálicas que contienen en su interior una cama de arena, de tamaño máximo 0,5 mm, y un espesor 2,5 cm a diferentes temperaturas. Posteriormente, se cubre la muestra con el mismo material y a la misma temperatura.

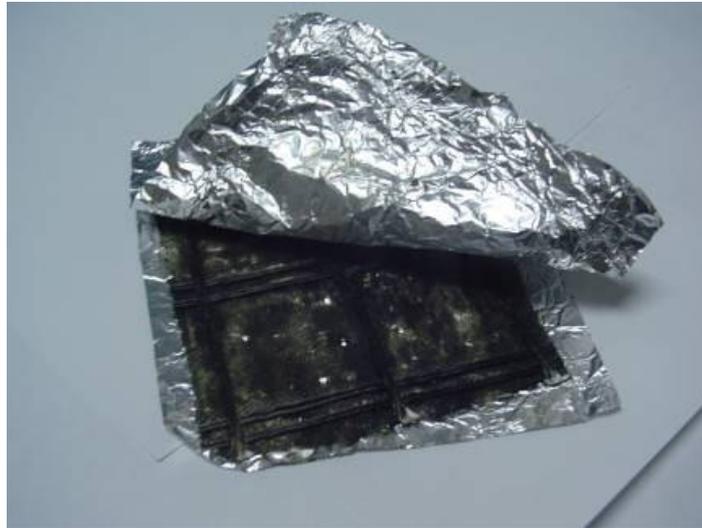


Figura 3.2 Probeta GM-3, geomalla de PVP envuelta en papel de aluminio

En la Figura 3.3 se muestra la disposición de la muestra durante el ensayo. Posteriormente se extraen y se observa si se han producido daños en los geosintéticos, se miden las nuevas dimensiones de las probetas y se comparan con las iniciales, (Figura 3.4).

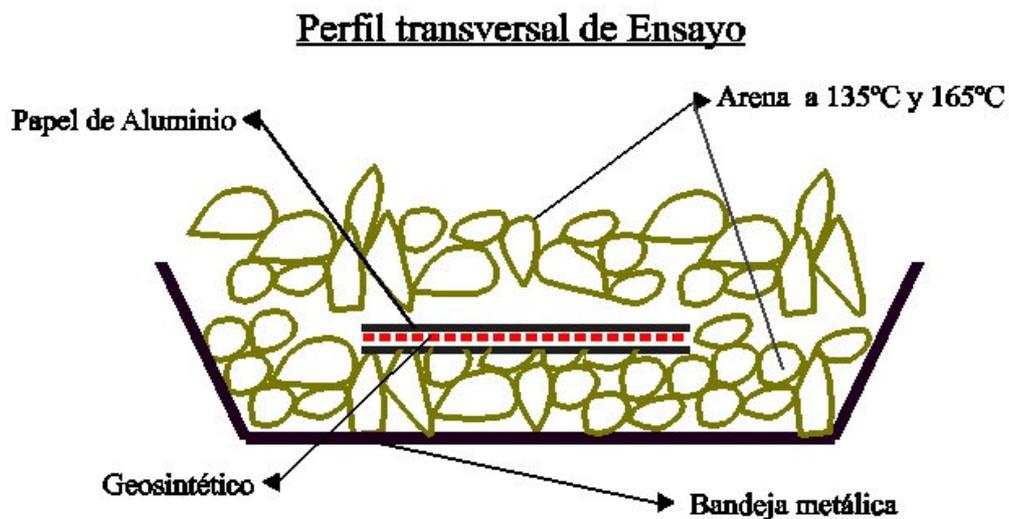


Figura 3.3 Disposición del geosintético durante el proceso de ensayo



Figura 3.4 Efecto de la temperatura sobre una geomalla de poliéster ensayada a 165° C.

### ❑ **Modificación de la resistencia mecánica por efecto la temperatura**

Además de la disminución de la superficie del geosintético por efecto de la temperatura es conveniente conocer en qué grado se ven afectadas sus características mecánicas. Para lo cual se utilizó, el procedimiento de ensayo descrito en la norma UNE-EN 12226:2001 cuyo objetivo es determinar el cambio de las propiedades específicas de los geotextiles envejecidos, pero se redujo el número de probetas ensayadas y se modificó el ancho de las mismas, en función de las características de cada geosintético.

La dimensión de cada probeta de geotextil era de 300 mm de largo por 50 mm de ancho, pero en el caso de las geomallas se toma una sola hebra debido al tipo de cuadrícula que presentaba. El método se inicia introduciendo los productos seleccionados en una cama de arena, protegido con papel de aluminio, a una temperatura dada, cuarenta y cinco minutos Figura 3.5.



Figura 3.5 Probetas envueltas en papel de aluminio

Posteriormente la probeta es sometida a un ensayo de tracción y se compara la pérdida de resistencia por efecto de la temperatura. El procedimiento de ensayo se realiza a una velocidad de deformación constante de 100 mm/min. La distancia existente entre las mordazas es de 200 mm con una presión de apriete de 100 bares.



Figura 3.6 Ensayo de tracción de una probeta de geosintético

### 3.2.2 ENSAYOS DE ADHERENCIA

La resistencia al esfuerzo de cortante, en zona comprendida entre la antigua capa a rehabilitar y la nueva, debe ser lo suficientemente elevada para evitar que se supere la adherencia entre ellas. La adhesión del geosintético a las capas de mezcla bituminosa y, por consiguiente, la garantía de que éstas queden unidas adecuadamente es un factor fundamental para asegurar la estabilidad del firme bajo carga y que éste pueda transmitir y soportar las mismas a lo largo de la estructura permitiendo una duración prolongada de la nueva capa bituminosa.

Para poder determinar la influencia de los distintos materiales que conforman la zona de interfase en el comportamiento anti-propagación de fisuras, se han desarrollado múltiples ensayos que se encuentran analizados en el Capítulo II de esta Tesis. Teniendo en cuenta estos ensayos, y las características específicas de alguno de los productos que habitualmente se emplean para estas técnicas, se propone un nuevo método de evaluación que se ha definido considerando dos aspectos relevantes:

- Los distintos equipos de fabricación de los que se dispone en nuestro laboratorio.
- Un tipo de probeta que permita analizar una gran sección debido al tamaño que presentan las cuadrículas de las geomallas de poliéster (40 x 40 mm).

Se buscó un procedimiento sencillo, por lo que se desarrolló un ensayo estático, utilizando un conjunto formado por tres probetas prismáticas de base cuadrada de 305 mm de lado y 50 mm de alto cada una, confeccionadas de acuerdo a norma NLT-173/00, "Resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio", unidas mediante dos capas (una a cada lado de la probeta central) de un geosintético, impregnado con ligante bituminoso en forma de emulsión, tal como muestra la Figura 3.7. El procedimiento de fabricación de las probetas se detalla en el Anexo III

Se quería comprobar la adherencia del sistema, calculando la tensión cortante en la interfase del geosintético. Para ello se aplicó una fuerza vertical, a una velocidad de deformación de 5 mm/min, a la probeta central produciendo su deslizamiento a través de las probetas externas. De esta forma se puede determinar la tensión cortante necesaria para vencer la adherencia en la interfase formada por el geosintético y el ligante.

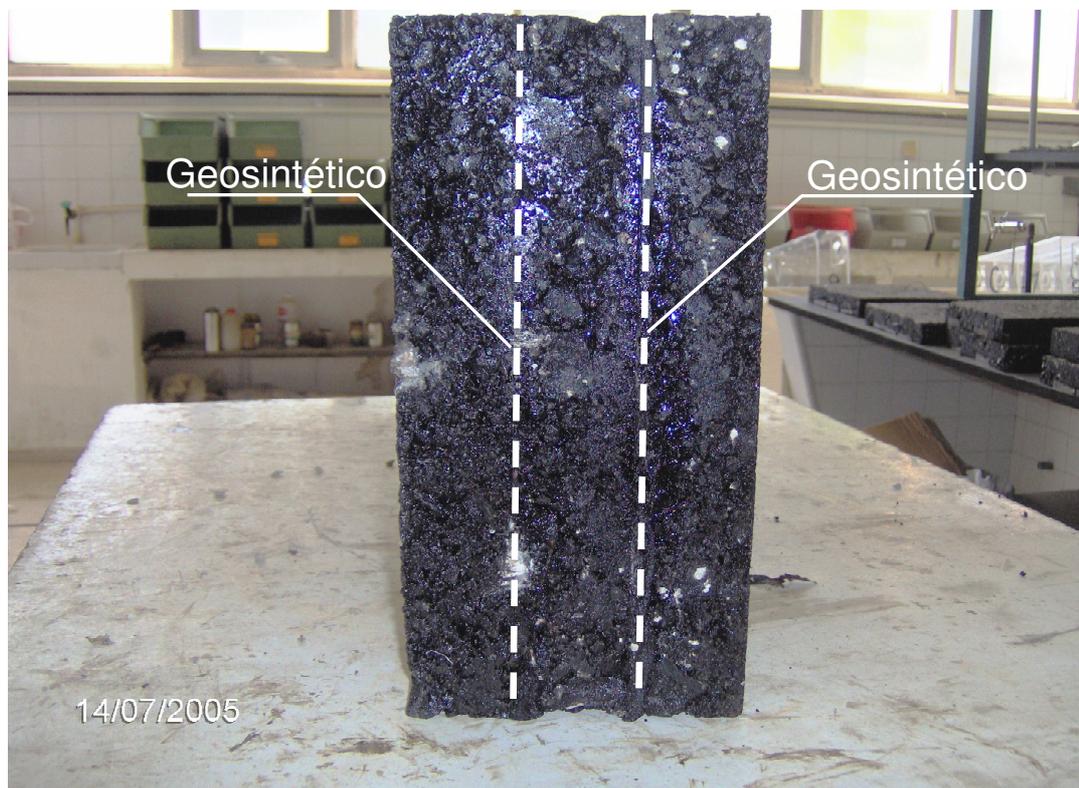


Figura 3.7 Probeta empleada para evaluar la adherencia

Para facilitar el deslizamiento vertical, paralelo a las bases de la probeta resultante, se diseñó una cuna de ensayo (Figura 3.8), que tiene por objetivo mantener una distribución uniforme de la carga y una orientación de la misma paralela al plano en el que se dispone el geosintético. Además se añadió un dispositivo de guía para mantener la carga aplicada en una posición correcta.



Figura 3.8 Cuna empleada en el ensayo de adherencia

Otro aspecto muy importante a tener en cuenta es la influencia de la temperatura. Como se sabe, los materiales tratados con ligantes bituminosos son muy sensibles a las variaciones de temperatura y al tiempo de aplicación de carga. Por ello es conveniente mantener una temperatura fija y constante durante todo el proceso de ensayo. En este caso no se disponía de una cámara acondicionada para alojar la prensa de ensayo pero las probetas se conservaron durante 24 horas, en una cámara climatizada a una temperatura de 15 °C. Dada la corta duración del ensayo, del orden de 3 minutos y que la temperatura ambiente osciló entre 18 y 22 °C, podemos considerar que la temperatura de las probetas se mantuvo constante.

La temperatura de ensayo de las probetas se fijó teniendo en cuenta los procedimientos analizados tales como el ASTRA, LPDS y el ensayo de corte de Barcelona que fijan la temperatura de ensayo entre -15 y 20 °C. La velocidad de desplazamiento, de 5 mm/min, se fijó para evitar una duración excesiva del ensayo y de esta forma poder considerar la temperatura de la probeta constante. La velocidad elegida tiene un rango similar a las velocidades utilizadas en ensayos diseñados para medir la adherencia entre capas, tales como el ensayo ASTRA (2,5 mm/min) y el ensayo LCB de Barcelona (1,27 mm/min).

Para estimar y contrastar la validez del procedimiento se realizaron una serie de ensayos preliminares para evaluar la sensibilidad y la reproducibilidad de los resultados (ver Figura 3.9). Para ello se utilizaron dos tipos de probeta: una que la podemos denominar

“completa” (de 305 mm x305 mm por 150 mm de alto) y otra “serrada” (de 305 mm x 150 mm y 150 mm de alto).



Figura 3.9 Montaje probeta, en máquina de ensayos

Inicialmente se ensayó la probeta completa, con la aplicación de una carga paralela al plano de colocación de la geomalla coincidente con la posición que tiene en la carretera (Figura 3.10).



Figura 3.10 Ensayo de probeta completa

Al aplicar la carga sobre la probeta central se observó que al comienzo, Figura 3.11, ésta sufría un desplazamiento vertical en la parte superior en la dirección de la carga aplicada.

A medida que el ensayo avanzaba se observaba que en el tercio superior de las capas externas se producía un desplazamiento horizontal, provocado por la deformación lateral de la capa intermedia, que provoca un esfuerzo en la dirección externa perpendicular a la carga aplicada, produciendo una separación progresiva de las capas exteriores, con respecto a la central, y que al final provoca el fallo de la probeta.

Este tipo de rotura no se observa en el tercio inferior de la probeta, de lo cual se deduce que el esfuerzo requerido para provocar un deslizamiento completo de la capa intermedia a lo largo de las capas externas es mayor que el esfuerzo requerido para provocar un fallo por deformación de la mezcla bituminosa de la capa intermedia.



Figura 3.11 Forma de rotura en probeta completa

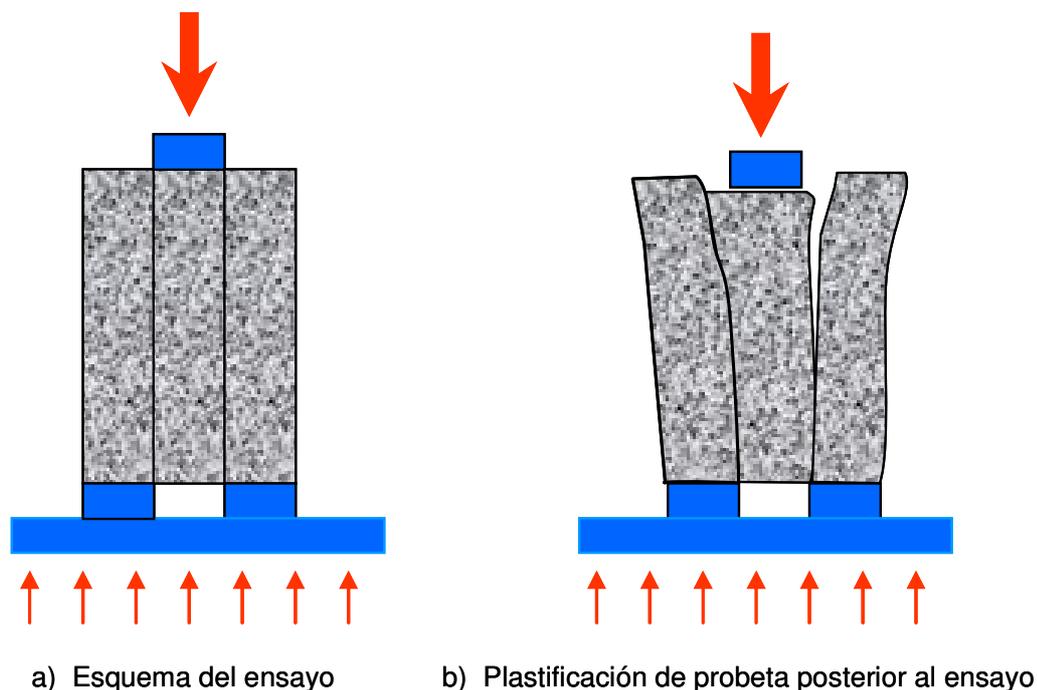


Figura 3.12 Etapas del ensayo de adherencia

Debido a este problema se decidió realizar una modificación del procedimiento, consistente en reducir el tamaño de la probeta, dándole un corte perpendicular al sentido de colocación del geosintético, originando dos semi-probetas iguales.

Con este cambio se pretendía facilitar el desplazamiento completo de la zona central con respecto a las otras dos caras exteriores pudiendo evaluar de esta forma la adherencia (Figura 3.13).

Al disminuir el área de adherencia, se facilita el trabajo cortante, y se consigue que la zona central se desplace y no se produzca una plastificación como en el caso de probeta completa. Este efecto se puede observar en la Figura 3.14.

Con esta modificación, tanto en los ensayos de puesta a punto como en las fases posteriores, se han obtenido en todos los casos un desplazamiento por corte en un plano definido que facilita el análisis del estudio de la reproducibilidad del ensayo y la sensibilidad del mismo al cambiar los elementos constituyentes.

En la Figura 3.15 se pueden observar las curvas tipo que relacionan la deformación con la carga, correspondientes a cuatro probetas “serradas” de similares características.



Figura 3.13 Configuración del ensayo de probeta serrada

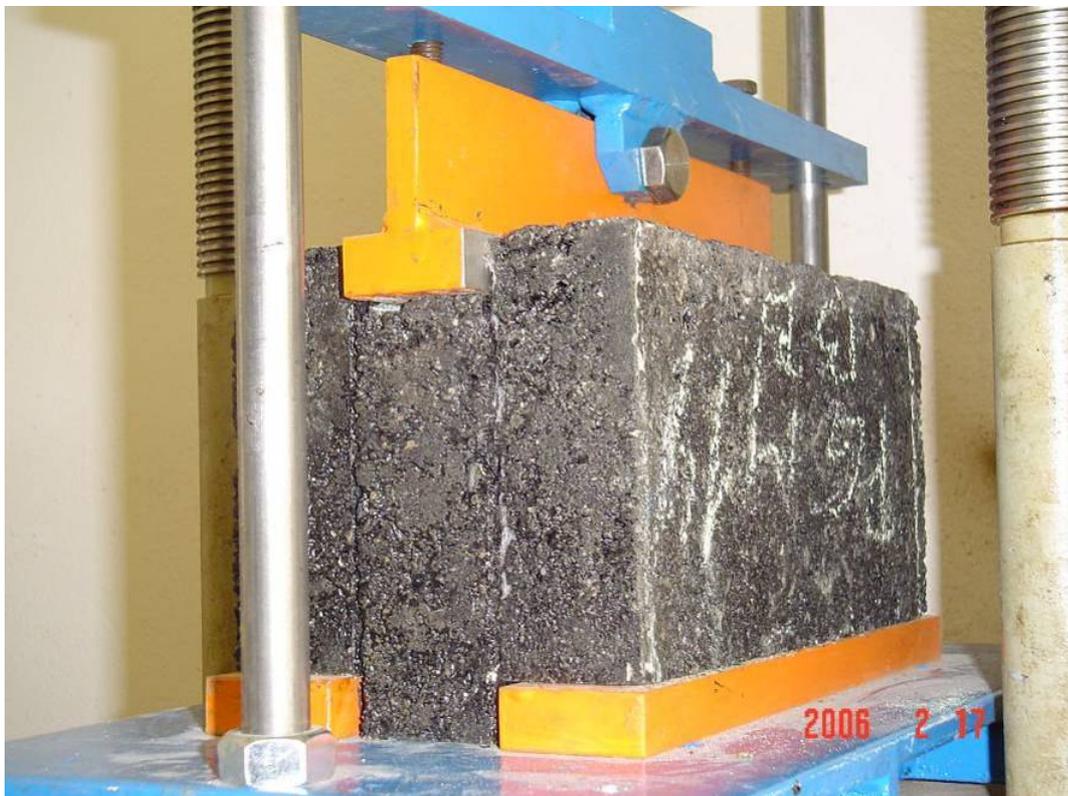


Figura 3.14 Desplazamiento máximo de la probeta serrada

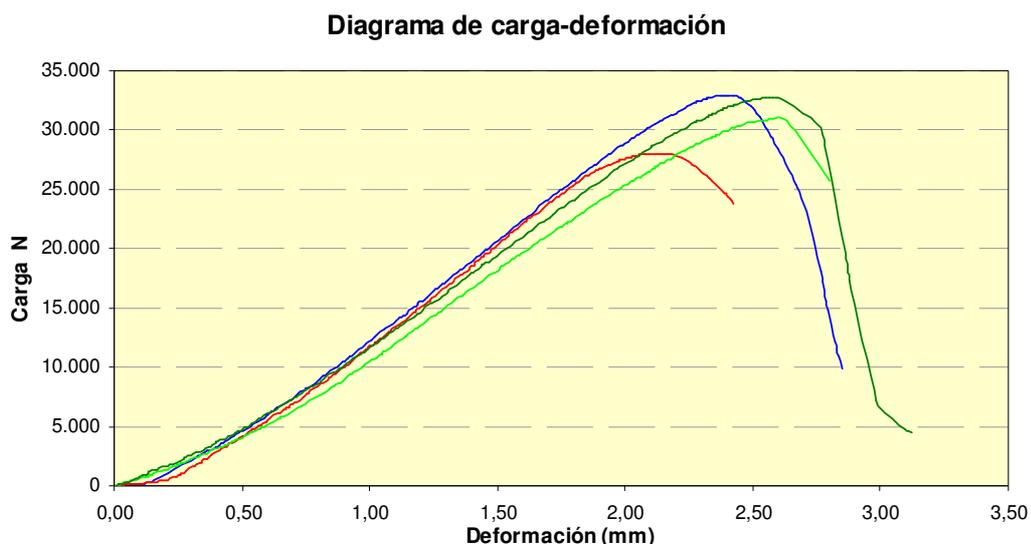


Figura 3.15 Diagrama de carga-deformación de una probeta serrada

Por todo ello, se decidió realizar los ensayos con probetas serradas bajo las siguientes condiciones:

<b>CUADRO RESUMEN DE CONDICIONES DE ENSAYO</b>	
Velocidad de ensayo	5 mm/min
Superficie en la que se aplica la carga	152,5 cm <sup>2</sup>
Área de adherencia de cada cara	Variable (aprox. 305x150 mm).
Temperatura de acondicionamiento probeta	15 °C (mínimo 24 horas)

Tabla 3-3 Condiciones de ensayo

Complementariamente al ensayo de adherencia estático, se ha desarrollado un ensayo de adherencia de tipo dinámico para estudiar la durabilidad que presentaba la zona de intercapa, compuesta por un sistema antirremonte, al estar sometida a cargas repetidas. Con este ensayo se pretende analizar cómo influye la variación del contenido de ligante en la durabilidad. Por último, se busca relacionar los resultados obtenidos con los dos tipos de sollicitaciones (estáticas y dinámicas).

Este ensayo es similar al ensayo de adherencia estático en lo referente al tipo de probeta, su forma de fabricación y a la aplicación del betún residual. La diferencia es la forma en que se aplica la carga, siendo en el caso anterior una carga de tipo estática con control de desplazamiento y en este caso es una carga de tipo sinusoidal dinámica.

Aunque se utilizó la misma cuna del ensayo estático, fue necesario realizar unas ligeras modificaciones para adaptarlo al nuevo tipo de sollicitación. La principal diferencia

radica en que el elemento que transmite la carga es más rígido. Además, se han incluido dos pletinas metálicas, colocadas a ambos lados tal como indica la Figura 3.16, que tienen como objetivo impedir que la probeta se desplace en forma lateral durante el ensayo, cosa que en algunos casos sucedía en los últimos ciclos, correspondiendo con el momento en que la carga aplicada era mínima.

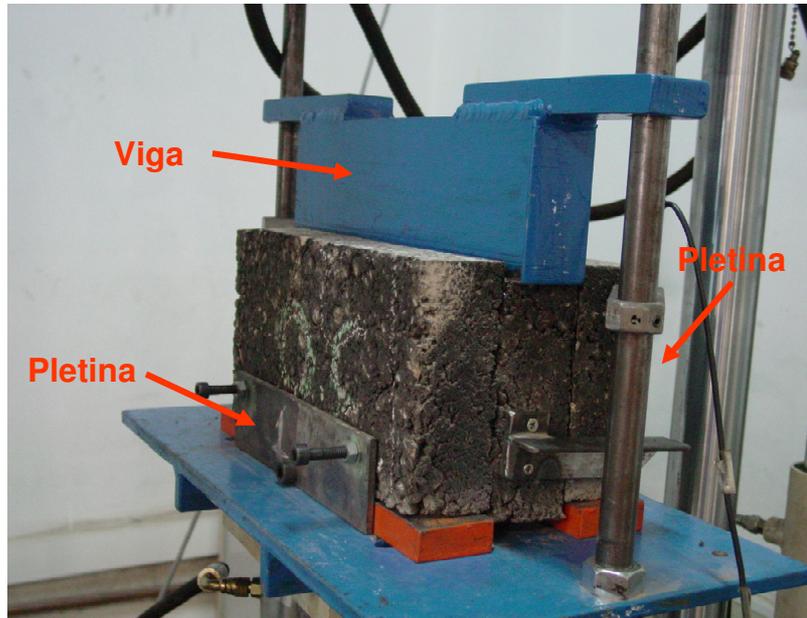


Figura 3.16 Adaptación de la cuna al ensayo dinámico

Se aplicó el número de ciclos necesarios para que la probeta central deslizara completamente a través de las probetas externas.



Figura 3.17 Momento de la rotura del ensayo de adherencia dinámico

Las características que se eligieron para el ensayo fueron las siguientes, Tabla 3-4.

<b>Carga Senoidal</b>	<b>Carga (kN)</b>
Máxima	10,0
Mínima	0,20
Media	5,10
Semi-amplitud	4,90
Frecuencia	10 Hz

Tabla 3-4 Características de la carga del ensayo adherencia dinámico

Las tensiones cortantes aplicadas en la zona de interfase oscilan aproximadamente entre 0,02 y 1,10 kg/cm<sup>2</sup>.

La presión máxima de contacto se ha fijado de tal forma que se obtenga un número suficiente de ciclos que diferencie la variación del contenido de ligante y que el ensayo no tenga una duración excesiva. La presión de contacto mínima se ha elegido por ser la más pequeña posible que asegure la unión entre la máquina y el material ensayado.

### 3.2.3 ENSAYOS ANTIRREMONTE DE FISURAS

El agrietamiento por fatiga es uno de los fallos de mayor incidencia en los mecanismos de deterioro de los firmes asfálticos. En la evaluación del comportamiento de las mezclas ante la fatiga hay que tener en cuenta algunos aspectos que pueden condicionar su valoración:

- La influencia de los procedimientos de ensayo.
- La influencia de la interpretación de resultados y del criterio de fallo.

Se entiende por fatiga el “deterioro producido por la repetición periódica de una sollicitación de magnitud inferior a la de rotura, que da lugar a una reducción del módulo de rigidez y, dependiendo del tipo de material, puede presentar también acumulación de deformaciones permanentes y fisuraciones”.

Los materiales bituminosos que conforman el firme de una carretera están sujetos a cargas de corta duración cada vez que un vehículo pasa. En el laboratorio, este proceso se simula sometiendo las probetas a sollicitaciones cíclicas. En España uno de los ensayos normalizados para evaluar este efecto es el ensayo de fatiga a flexotracción dinámica (NLT-350/90).

En los ensayos de fatiga se puede controlar la carga o la deformación y se suele emplear como criterio de fallo el denominado “criterio clásico”, que establece que la probeta ha fallado cuando su rigidez inicial se ha reducido a la mitad. Si el ensayo es de carga controlada, el fallo se producirá cuando la deformación inducida alcance un valor igual al doble de la impuesta al inicio del proceso; por otro lado, si el ensayo es de deformación controlada, el fallo se producirá cuando la carga requerida para mantener la deformación impuesta se reduzca a la mitad.

Como se indicó anteriormente, el reflejo de las grietas puede ser evaluado a través de ensayos que simulen los movimientos de la fisura: debidos a las cargas que producen el paso de las ruedas de los vehículos, o mediante ensayos que reproduzcan los movimientos producto de los cambios de temperatura. En este caso, se optó por el primero de ellos debido a que se contaba con equipos adecuados para aplicar este tipo de cargas dinámicas.

Con respecto a la probeta a ensayar, se diseñó una de tipo bicapa que representa la composición del firme y que permite la utilización de varios sistemas antirremonte, como son los sistemas SAMI o diferentes tipos de geosintéticos. Además, se consideró al igual que el caso anterior (probetas de adherencia) que la fabricación de las probetas se debía realizar con los equipos existentes habitualmente en los laboratorios de control de firmes de carreteras. El procedimiento seguido está indicado en el Anexo IV.

El conjunto de probetas simularía la estructura de un pavimento, siendo la probeta inferior la capa a rehabilitar, la interfase el sistema antirremonte la probeta superior el nuevo pavimento.

En concreto se eligió una probeta bicapa compuesta por dos probetas de pista de 305 mm de lado por 50 mm de alto cada una, intercalando entre ambas un sistema antirremonte de fisuras, tal como muestra la Figura 3.18.

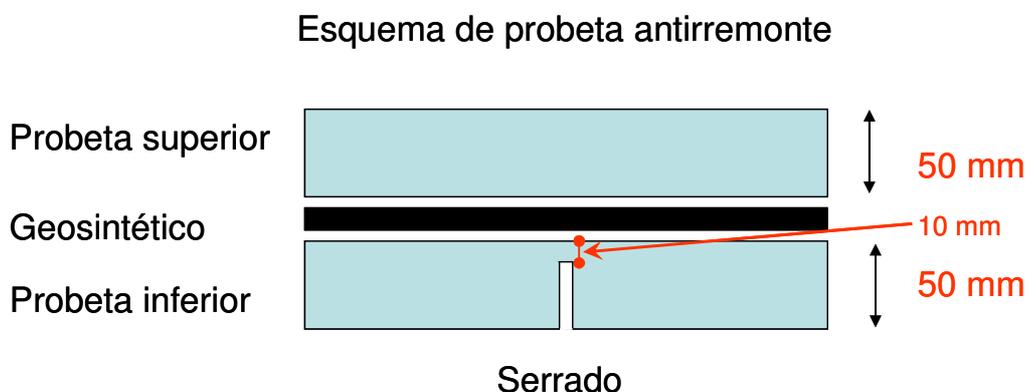


Figura 3.18 Serrado de la probeta

Los 305 mm de lado estaban impuestos por los moldes disponibles del ensayo de pista. El grosor de la probeta superior, de 50 mm, se eligió tratando de reproducir los espesores habitualmente utilizados en la rehabilitación de pavimentos. Para la inferior, aunque tiene menos importancia, se fijó también su grosor en 50 mm por la facilidad de fabricación.



Figura 3.19 Base y elemento distribuidor de cargas

Para representar una posible grieta existente en un firme a rehabilitar, y controlar el lugar por donde debe reflejarse en la superficie, se procedió a realizar en la capa inferior una ranura. La fisura inducida tenía una profundidad aproximada a los 40 mm por unos 4 mm de espesor. Esta profundidad se fijó para que ésta estuviera a 10 mm aproximadamente por debajo de la zona de interfase, impidiendo de esta manera que durante el proceso serrado se dañara el sistema antirremonte.

Lo que se pretendía al realizar esta grieta era que ante las cargas dinámicas aplicadas a la probeta superior, la grieta se reflejara desde la parte inferior a la superior traspasando el sistema antirremonte (Figura 3.20).

Para aplicar las cargas se diseñó una base de apoyo de acero 400 x 400 x 60 mm que debido a su robustez asegurara prácticamente un sistema de apoyo indeformable. Esta base cuenta con un elemento que permite la sujeción y apoyo sobre la máquina dinámica y la mantiene en una posición horizontal perpendicular al eje de la carga aplicada. Para su manejo, debido a su peso, se dotó a la base de dos asas laterales, las cuales permiten su manipulación.

La carga se transmite desde la máquina a través de un conector metálico, el cual encaja por una parte en las mordazas de la máquina y por otra termina en una semiesfera que se apoya sobre una pieza prismática de acero de 100 x 100 x 330 mm, a la cual se le han añadido dos mangos, que facilitaban su montaje y alineación sobre la probeta (Figura 3.19). Este sistema de transmisión de solicitaciones permite que la carga siempre esté aplicada en forma vertical, reduciendo cualquier movimiento en otra dirección durante la duración del ensayo.

Para poder facilitar la aparición de deformaciones en la base inferior que facilitarían las progresiones de las grietas se dotó a la base de unas gomas caucho. Así mismo se dispuso una plancha de goma en la parte inferior del elemento prismático, que debido a su rozamiento con la mezcla hacían que ésta no se desplazara lateralmente durante la fase de ensayo.

### Esquema de probeta antirremonte

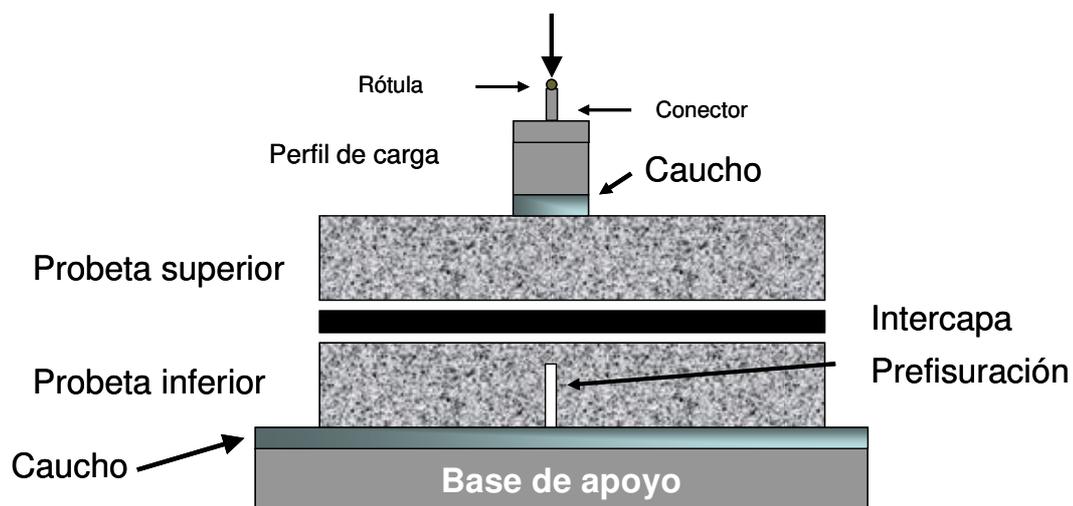


Figura 3.20 Esquema de sollicitación a una probeta antirremonte

Con respecto al tipo de sollicitación, para acelerar el proceso de apertura de grietas, se optó por la aplicación de una carga sinusoidal, con amplitud de carga constante y siempre a compresión, del mismo modo que lo hace el ensayo de remonte de fisuras en firmes

reforzados con mallas metálicas aplicado en la Universidad de Cantabria. Se fijó un valor mínimo para asegurar el apoyo del perfil durante todo el ensayo y con respecto a la carga máxima, se realizaron diferentes pruebas para buscar un valor adecuado. El valor de ésta fue una decisión de compromiso, al elegir una carga que permitiera la rotura de la probeta y que no alargara el ensayo en demasía o por el contrario que lo redujera a un número de ciclos insignificantes.

Con respecto a la frecuencia, se eligió un valor habitual en este tipo de ensayos: 10 Hz, (Montestruque *et al.*, 2000; Torres *et al.*, 2007).

Las características que se eligieron para el ensayo fueron las siguientes, Tabla 3-5:

Carga Senoidal	Carga (kN)	Presión (MPa)
Máxima	19,0	0,65
Mínima	3,0	0,10
Media	11,0	0,38
Semi-amplitud	8,0	0,27
Frecuencia	10 Hz	

Tabla 3-5 Características de la carga del ensayo antirremonte

En la Figura 3.21 se observa el montaje del ensayo.



Figura 3.21 Montaje del ensayo dinámico



## 4. EFECTO DE LA TEMPERATURA EN EL COMPORTAMIENTO Y DETERIORO DE LOS GEOSINTÉTICOS

El comportamiento y propiedades de los materiales termoplásticos (polipropileno y poliéster) son, en mayor o menor medida, susceptibles a los cambios de temperatura, pudiendo variar sus propiedades en función de la exposición a la misma. Por ello, conocer la influencia de ésta es fundamental desde el punto de vista de la utilización práctica de los geosintéticos.

El objetivo es conocer hasta qué temperatura se puede calentar un geosintético sin que sufra un excesivo deterioro. En esta actividad se utilizaron los siguientes geosintéticos:

- Muestra GM-1: Geomalla de poliéster de alto módulo.
- Muestra GM-3: Geomalla de polivinil alcohol.
- Muestra GT-1: Geotextil de fibras de polipropileno de 140 gr/m<sup>2</sup>.
- Muestra GT-2: Geotextil de fibras de polipropileno de 120 gr/m<sup>2</sup>.
- Muestra GC-1: Geocompuesto.

### 4.1 EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA SUPERFICIAL DE LOS GEOSINTÉTICOS AL SOMETERLOS A CALENTAMIENTO

Las probetas seleccionadas para esta experiencia inicial correspondieron a dos materiales: una geomalla de poliéster (GM-1) y un geocompuesto formado por un tejido de polipropileno reforzado con una malla de fibra de vidrio (GC-1). La elección de estos dos materiales se debió a que son dos de los más utilizados en este tipo de técnicas.

El procedimiento de ensayo ya se ha descrito en el apartado 3.2.1. Las probetas se introdujeron en una estufa de aire forzado a 150 °C durante una hora. Mediante el registro de los datos, se logró dibujar la evolución de la temperatura en cada una de las probetas.

En la Figura 4.1 es posible observar un aumento progresivo de la temperatura de forma gradual, hasta alcanzar el máximo de curva, a partir del cual prácticamente se mantiene constante.

Si se hace una comparación entre ambas gráficas, se puede decir que la probeta de geocompuesto adquiere mayor temperatura en un menor intervalo de tiempo (5–30 min.), en comparación con la probeta de poliéster que lo hace de forma algo más lenta (5–45 min.)

alcanzando su máximo alrededor de 125 °C a los 45 minutos desde su incorporación a la estufa. Esto es debido a la propia naturaleza de los materiales y su calor específico.

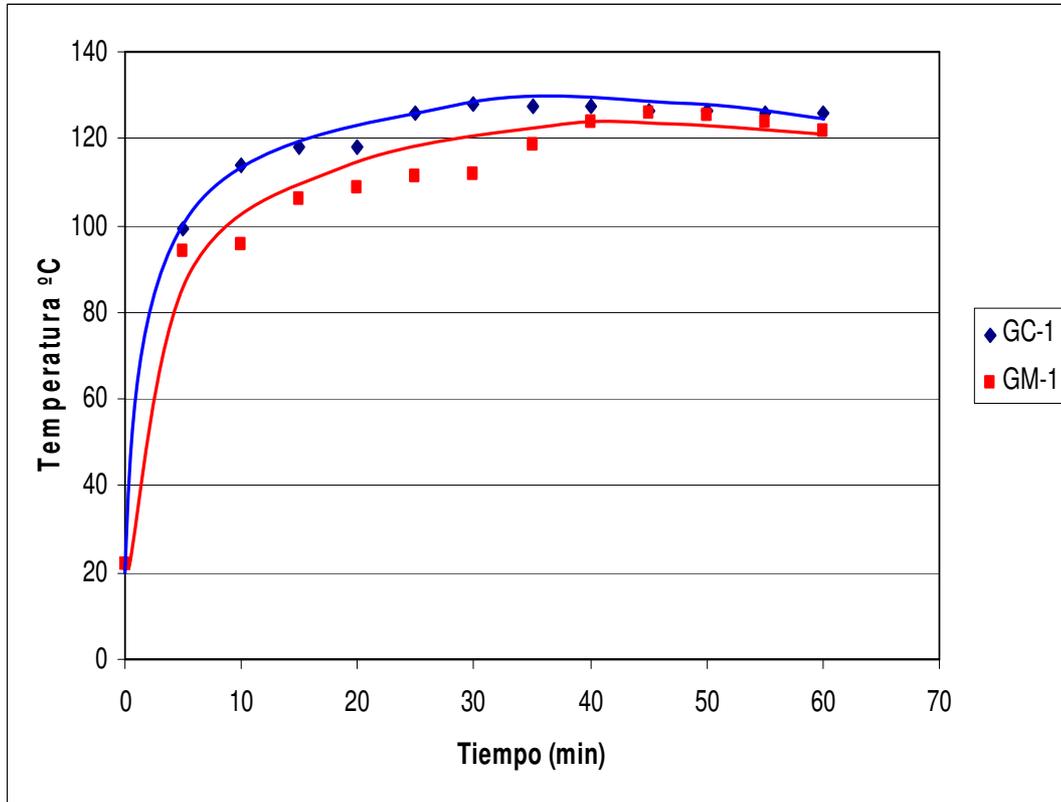


Figura 4.1 Variación de la temperatura de los geosintéticos, en estufa a 150 °C, durante 1 hora

#### 4.2 EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LAS DIMENSIONES DE LOS GEOSINTÉTICOS

Se ensayaron 12 probetas de cada geosintético (GM-1, GT-1, GT-2, GC-1) de unas dimensiones de 10 x 10 cm<sup>2</sup>. En el caso de la geomalla de polivinil alcohol (GM-3), las probetas tenían unas dimensiones de 10 x 12 cm<sup>2</sup>, debido a su geometría de diseño. Las probetas fueron introducidas en un baño de arena que estaba a unas temperaturas de 135 °C y 165 °C. Cada 5 minutos se extraía una probeta de cada material, hasta completar una hora de ensayo.

Una vez acabado el tiempo de ensayo (una hora) se midieron las nuevas dimensiones de las probetas y se compararon con las iniciales, (Figura 4.2 y Figura 4.3). Es importante indicar que la mayor parte del efecto de reducción del área se produce, durante los 5 primeros minutos de ensayo, para ambas temperaturas y todos los productos.

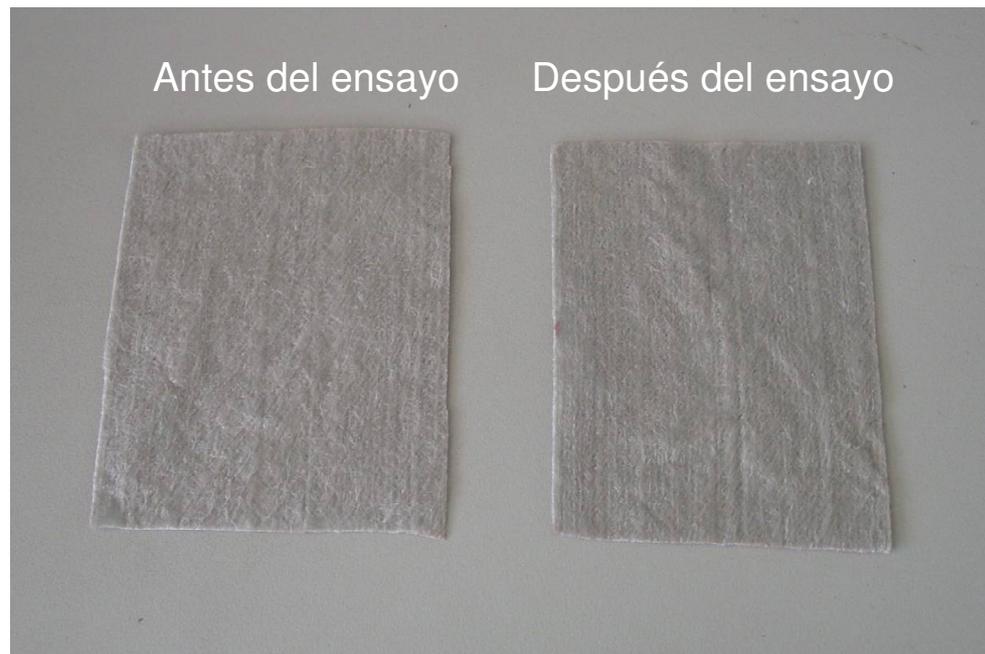


Figura 4.2 Geotextil no tejido de polipropileno probeta GT-1 a 135 °C (ensayo N° 1)



Figura 4.3 Geotextil no tejido de polipropileno probeta GT-1 a 165 °C (ensayo N° 2)

Posteriormente se calculó la variación porcentual del área en función del tipo de producto ensayado (Tabla 4-1). Para temperaturas de 135 °C, el comportamiento es semejante para todos los productos, ya que la reducción de sección oscila entre un 8% y un 12%.

Pero si se aumenta la temperatura hasta 165 °C, se empieza observar un comportamiento claramente diferenciado en función de la composición del producto. En este caso, como es lógico, todos los productos reducen más su superficie, pero oscilan entre un 20% y un 85%. El producto de mejor comportamiento es el poliéster y el peor uno de los geotextiles de polipropileno.

<b>Variación del área de una probeta (%)</b>		
<b>Producto</b>	<b>135 °C</b>	<b>165 °C</b>
GM-1	8%	22%
GM-3	9%	34%
GT-1	14%	86%
GT-2	12%	48%
GC-1	15%	40%

Tabla 4-1 Disminución porcentual de área en función de la temperatura tras una hora de ensayo

Este comportamiento se podría explicar porque los geosintéticos estudiados corresponden al grupo de polímeros lineales que se conocen con el nombre de termoplásticos, tales como el poliéster y el polipropileno. Estos geosintéticos reaccionan frente a cambios de temperatura (Hsuan, 2002; Holtz et al. 1998), que provocan contracciones en su estructura interna. La temperatura de transición vítrea (T<sub>g</sub>) mostrada en la Figura 4.4, señala el cambio del material de un estado frágil a otro dúctil. Además, se señala la temperatura de fusión (T<sub>m</sub>) para ambos materiales.

Se observa que un material termoplástico como el poliéster sometido a las temperaturas de ensayo descritas no supera la pérdida total ni parcial de las propiedades del material ensayado. Esto es debido a que el rango de temperatura de fusión de las probetas se encontraba lejos de ser superado por las temperaturas de ensayo.

Por otra parte, la temperatura vítrea para el polipropileno es de -10 ° C y la temperatura de fusión (T<sub>m</sub>) varía entre 140 y 160 °C, con lo cual el comportamiento de las probetas ensayadas a 135 °C y 165 °C exceden el rango de temperatura de fusión.

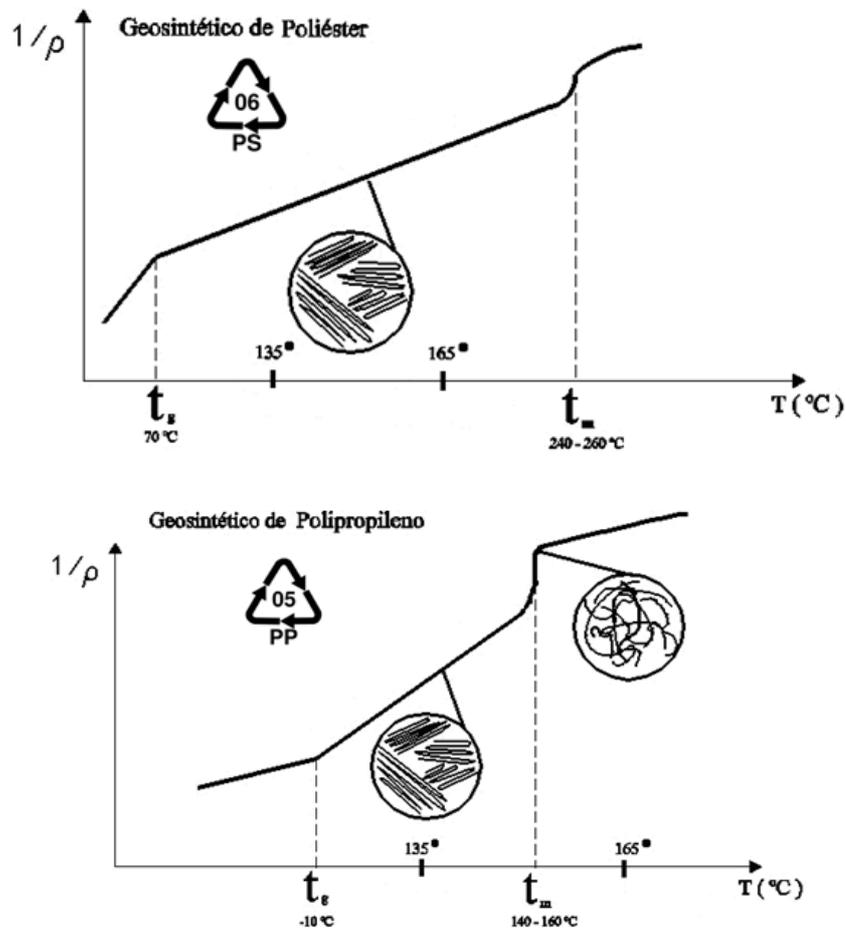


Figura 4.4 Variación del volumen específico ( $1/\rho$ ) de probetas de poliéster y polipropileno en exposición a temperatura

### 4.3 MODIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA MECÁNICA POR EFECTO DE LA TEMPERATURA

Este estudio se realizó sobre los siguientes geosintéticos:

- Muestra GM-1: Geomalla de poliéster de alto módulo.
- Muestra GT-1: Geotextil de fibras de polipropileno de  $140 \text{ gr/m}^2$ .
- Muestra GT-2: Geotextil de fibras de polipropileno de  $120 \text{ gr/m}^2$ .

En el apartado 3.2.1 se ha indicado el procedimiento de ensayo seguido para determinar la resistencia a tracción. Para cada producto seleccionado se ensayaron 9 muestras, distribuidas en tres grupos: el primer grupo correspondía al de control (sin calentar la muestra), el segundo corresponde a las probetas a  $130$   $^{\circ}\text{C}$  y el tercer grupo a  $150$   $^{\circ}\text{C}$ , durante cuarenta y cinco minutos.

En este caso, se ha elegido la temperatura de 150° C en vez de 165° C utilizada en el estudio de la variación de dimensiones del apartado 4.2, por dos motivos: el primero es debido a que normalmente las mezclas convencionales cuando se extienden sobre la carretera están siempre por debajo de 150° C, y el segundo es consecuencia del gran deterioro que sufren algunos materiales, como el polipropileno, que impide realizar los ensayos a 165 °C.

Para conocer como disminuía la resistencia a tracción del material en función de la temperatura y con objeto de facilitar su comparación, en la Tabla 4-2 se recoge en primer lugar la resistencia a tracción hasta rotura cuando el ensayo se realizó a temperatura ambiente. A este valor se le asigna el valor de 100 y el resto de los resultados correspondientes a 130 °C y 150 °C se expresan como un porcentaje de éste.

Ensayo de resistencia a tracción								
Producto	Muestra control				Muestra a 130 °C		Muestra a 150 °C	
	Fuerza		Deformación		Fuerza % ref	Deformación % ref	Fuerza % ref	Deformación % ref
	(N)	ref %	def %	ref %				
GM-1	2341	100	15,7	100	95	103	95	118
GT-1	488	100	92,7	100	100	96	98	98
GT-2	329	100	50,3	100	106	101	71	92

Tabla 4-2 Efecto de la temperatura en las características mecánicas de un geosintético

En el caso de la geomalla de poliéster (GM-1) se puede observar que la temperatura prácticamente no tiene influencia, al menos hasta los valores ensayados, ya que para ambas temperaturas conserva una resistencia de prácticamente del 95% y la deformación permanece constante para 130 °C y a 150 °C presenta un alargamiento del 18%.

Para el geotextil GT-1, que es el de más gramaje, las resistencias y deformaciones a rotura se mantienen constantes. En el caso del GT-2 a 130 °C los valores coinciden con los de referencia observándose que a 150 °C hay una disminución de la resistencia del orden del 30% con una deformación ligeramente inferior.

Otro aspecto muy importante es conocer como evoluciona el módulo de los geosintéticos. En la Tabla 4-3 se recogen los resultados correspondientes a una deformación del 1,2%. Como se verá más adelante, capítulo VI, este valor se ha elegido porque, la propagación de la grieta en el ensayo de remonte de fisuras corresponde a un valor del mismo orden.

Módulos de los diferentes productos para una deformación del 1,2%				
Producto	Muestra control		Muestra a 130 °C	Muestra a 150 °C
	(kN/m)	ref (%)	% ref	% ref
GM-1	53.6	100	100	77
GT-1	22.1	100	93	93
GT-2	21,3	100	88	87

Tabla 4-3 Variación del módulo secante, en función de la temperatura

Para la geomalla GM-1 se observa que hasta 130 °C prácticamente no hay ninguna diferencia, pero para una temperatura de 150 °C el efecto comienza a ser apreciable, disminuyendo el módulo en algo más del 20%.

Ambos geotextiles tienen un comportamiento similar, para una temperatura de 130 °C la disminución del módulo es del orden de un 10%, pero mantienen el mismo módulo hasta los 150 °C.



## 5. DETERMINACIÓN DE LA ADHERENCIA EN FUNCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE LA ZONA DE INTERCAPA

El objetivo fundamental de este capítulo es analizar la influencia que tienen los diferentes sistemas antirremonte de fisuras, que emplean geosintéticos, en la adherencia entre capas. Para ello se ha empleado el procedimiento de un ensayo que permite analizar una gran sección y que ha sido definido en el apartado 3.2.2, el cual nos permite determinar el comportamiento mecánico de la zona de intercapa en función de los distintos materiales que la conforman.

### 5.1 PROCESO DE FABRICACIÓN DE LAS PROBETAS

En laboratorio se ha tratado de reproducir el procedimiento real de puesta en obra de geosintéticos. Lo habitual es aplicar una dotación de emulsión sobre la superficie a rehabilitar, para posteriormente colocar el geosintético y sin riego posterior se extiende la nueva capa de mezcla. Es decir, el geosintético inicialmente solamente está en contacto directo con el ligante por una de sus dos caras.

En el desarrollo del trabajo y en función de los resultados obtenidos en cada etapa se fueron introduciendo modificaciones para tratar de optimizar el proceso, para ello se desarrollaron dos sistemas de fabricación, un proceso de fabricación discontinua (Figura 5.1). y un proceso de fabricación continua (Figura 5.17).



Figura 5.1 Fabricación discontinua

El procedimiento de fabricación discontinuo se refiere al método habitual, en donde tras extender y compactar la capa inferior de mezcla bituminosa, ésta se dejaba enfriar hasta temperatura ambiente, aplicando un riego de adherencia para luego recibir el geosintético. Este procedimiento ha sido el empleado fundamentalmente en todo el estudio

En algún caso particular se ha empleado el procedimiento de fabricación continuo que se describe en el apartado 5.4.3.

## 5.2 TIPO DE FALLO EN FUNCIÓN DEL GEOSINTÉTICO EMPLEADO

Al aplicar el procedimiento de ensayo de adherencia descrito en el apartado 3.2.2 a las probetas fabricadas según los métodos anteriores se observó un comportamiento diferente de fallo en función del tipo de geosintético empleado y de los contenidos de emulsión. De acuerdo a lo comentado anteriormente, se presentan las siguientes observaciones correspondientes a los diferentes tipos de productos analizados.

GEOMALLA DE POLIÉSTER: el fallo se produce en el sector de la emulsión, aunque la geomalla queda adherida a ambas capas de la mezcla. Este tipo de fallo, al no producirse deslizamiento, podría explicar el alto valor de resistencia alcanzado (Figura 5.2).



Figura 5.2 Rotura de una geomalla de poliéster con un geotextil ultraligero

**GEOTEXTIL DE POLIPROPILENO AGUJETEADO:** la forma de la rotura presenta dos tipos de fallo en función de la dotación de ligante. En uno de los casos desliza y se despega en la zona opuesta a la que se aplica la emulsión, y en el otro caso desliza y se despega en el lado donde se aplicó la emulsión.

Cuando la rotura se presenta por el lado opuesto a la aplicación de la emulsión, el geotextil no aparece totalmente impregnado, lo cual puede indicar que falta ligante residual para saturar el mismo o que el geosintético es demasiado denso para lograr que el betún pueda traspasar su estructura (Figura 5.3).



Figura 5.3 Deslizamiento del lado opuesto a la aplicación del betún residual

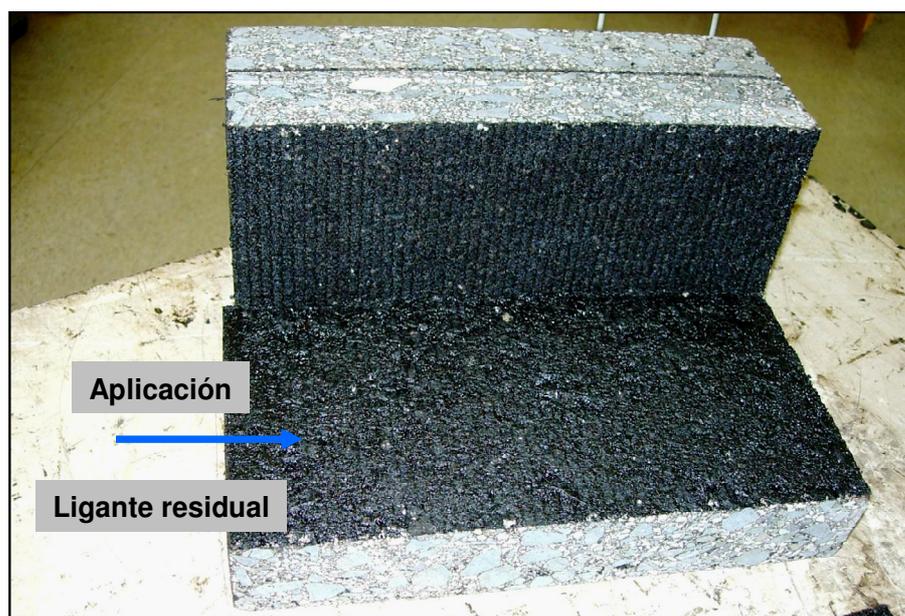


Figura 5.4 Deslizamiento en el lado de la aplicación del betún residual

Si la rotura se presenta por el lado de la aplicación de la emulsión podría indicar que se ha superado un contenido de ligante a partir del cual se generará una zona de deslizamiento entre el geotextil y la probeta (Figura 5.4).

GEOMALLA DE FIBRA DE VIDRIO: según indicación del fabricante, esta geomalla está recubierta de un polímero provisto de un adhesivo sensible a la presión, el cual facilita su colocación en obra, por lo que la aplicación del riego es opcional. En este caso se decidió aplicar un riego, ya que entre otras cosas se trataba de estudiar la influencia de la dotación de ligante. Al analizar las probetas, después de la rotura, se observa como la geomalla queda embebida en la capa superior y al separar ambas capas, se puede ver restos del adhesivo pegado a ambas superficies (Figura 5.5).



Figura 5.5 Rotura de una geomalla de fibra de vidrio

### 5.3 VALIDEZ DEL PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Para comprobar si un método de ensayo sirve para caracterizar una determinada propiedad, al menos es necesario que al modificar las distintas variables se obtengan diferencias en los resultados. La mejor forma de evaluar esta sensibilidad es el empleo de procedimientos estadísticos.

En este caso se trató de comprobar si el ensayo es sensible a las distintas variables: tipo de geosintético y contenido de ligante residual.

Uno de los procedimientos más recurrentes en el análisis estadístico es comparar si dos conjuntos de muestras pertenecen o no a una única población (test de hipótesis). En este caso consiste en demostrar que los datos obtenidos (muestras) con un contenido de ligante residual son diferentes a los resultados obtenidos con otro contenido de ligante. Es decir, hay que comprobar que las muestras no pertenecen a la misma población, ya que al cambiar el contenido de ligante se tienen dos poblaciones distintas, y por lo tanto, los resultados obtenidos no serán producto de un hecho fortuito o del azar (en este caso las muestras pertenecerían a la misma población).

En resumen, el análisis por contraste de hipótesis determinará si las muestras pertenecen o no a distintas poblaciones.

Para evaluar esto se requiere, como condición previa, la aleatoriedad en la selección de los datos de cada muestra, la normalidad o casi normalidad de estos y que las varianzas entre poblaciones sea la misma.

#### A. ALEATORIEDAD EN LA SELECCIÓN DE LOS DATOS

Para comprobar la validez del método de ensayo se fabricaron probetas empleando una geomalla de poliéster (GM-1) con diferentes contenidos de ligante. Mediante serrado se obtuvieron 2 probetas (denominadas A y B) para el ensayo de adherencia de cada una de las probetas fabricadas,

Para buscar la máxima aleatoriedad del ensayo, en función de los medios disponibles (capacidad de la cámara de almacenamiento) se ensayaron las probetas en un orden diferente al de fabricación; esto es, se formaron 5 grupos de probetas, conservadas a una temperatura de 15 °C durante un periodo de 24 horas, de acuerdo a la Tabla 5-1:

		Ligante residual (kg/m <sup>2</sup> )						
		0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	
<b>Probetas</b>	40 – A	42 – A	44 – A	-	50 – A	53 – A	56 – A	Grupo 1
	40 – B	42 – B	44 – B	47 – B	50 – B	53 – B	56 – B	Grupo 2
	41 - A	43 – A	45 – A	48 – A	51 – A	54 – A	57 – A	Grupo 3
	41 - B	43 – B	45 – B	48 – B	51 – B	54 – B	57 – B	Grupo 4
			46 – A	49 – A	52 – A	55 – A		Grupo 5
			46 – B	49 – B	52 – B	55 – B		

Tabla 5-1 Formación de grupos de probetas para ensayo

El objetivo de este agrupamiento es obtener datos que no sean influenciados por las condiciones del ensayo (día, temperatura ambiente, humedad, operador) sino que estas variables sean distribuidas en forma aleatoria entre los diferentes días de ensayo.

## B. NORMALIDAD DE LOS DATOS

Debido al pequeño número de muestras ( $n < 30$ ) del que se disponía para evaluar la normalidad de los datos se utilizó el test estadístico de Shapiro-Wilks.

Este procedimiento mide el ajuste de una muestra a una recta al dibujarla en papel probabilístico normal o al realizar una gráfica convencional con el estadístico Z (variable canónica).

En el eje horizontal se representa cada valor medido y en el eje vertical el previsto por el modelo normal. Si el ajuste es bueno los puntos se deben distribuir aproximadamente formando una recta de 45°.

En la Figura 5.6 se observa el ajuste con las muestras para unos contenidos de ligante de 0,2, 0,3 y 0,4 kg/m<sup>2</sup>. En función de los coeficientes de correlación obtenidos se puede concluir que para todos los casos se pueden considerar la normalidad de las muestras.

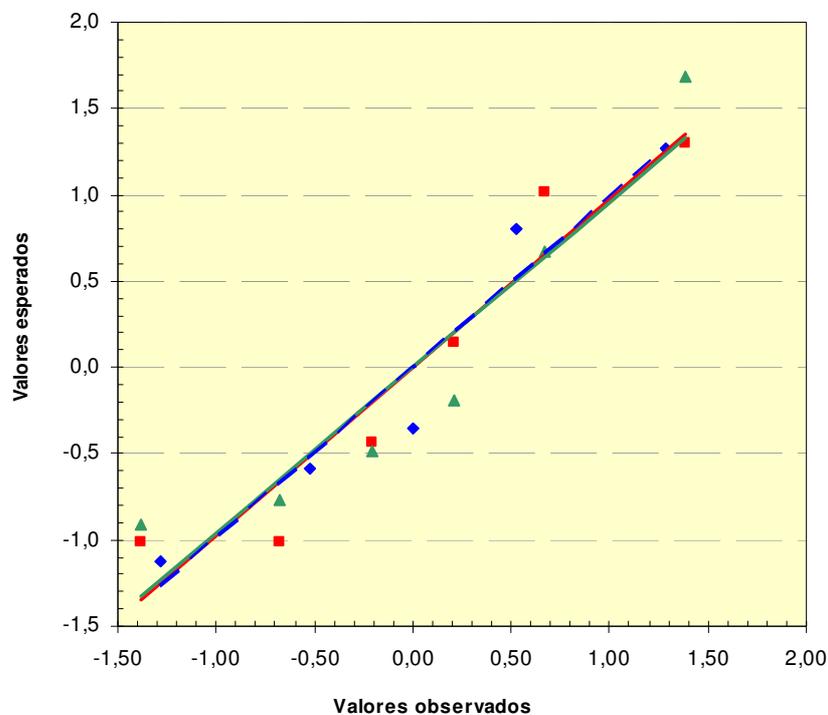


Figura 5.6 Análisis de normalidad Shapiro-Wills para diferentes contenidos de ligante

Además en la Figura 5.7 se han señalado los límites máximos y mínimos de normalidad, para un 95% de nivel de confianza, reiterando que no es posible rechazar la hipótesis de la normalidad de los datos.

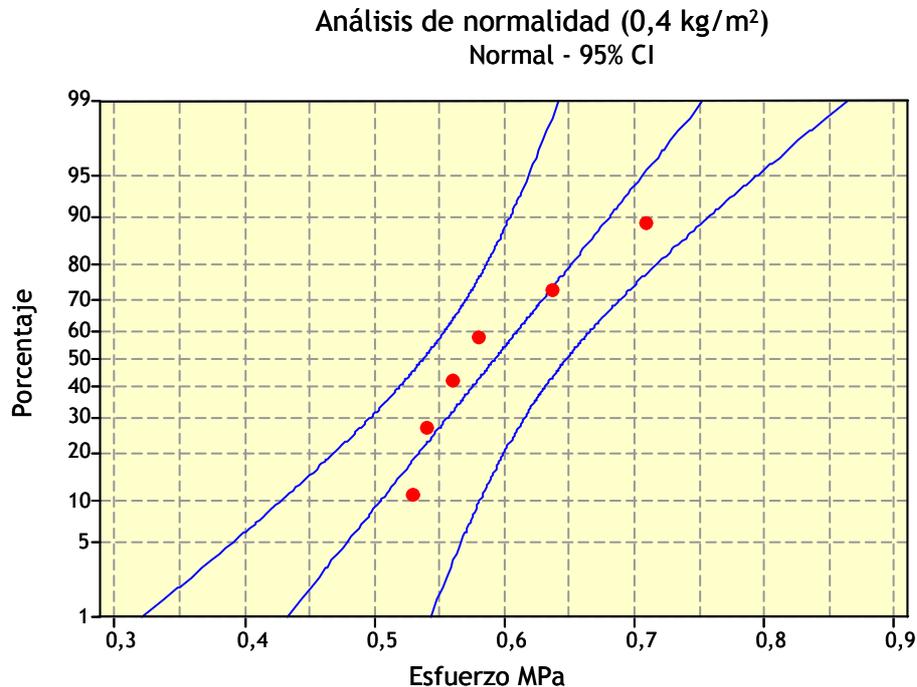


Figura 5.7 Límites máximos y mínimos de normalidad para la muestra de 0,40 kg/m<sup>2</sup>

En el Anexo VIII se encuentran recogidos diferentes análisis de normalidad para las diferentes muestras con sus respectivos contenidos de ligante.

### C. ANÁLISIS DE VARIANZA

Como tercer criterio, antes de realizar un contraste de hipótesis a través de un único parámetro (valor medio), se debe justificar que las varianzas de ambas poblaciones son iguales. Para realizar esta comprobación se utilizó el test de Fischer-Snedecor.

Para cada contraste de hipótesis realizado se ha comprobado previamente la hipótesis de la igualdad de las varianzas de poblaciones. En el Anexo VIII se recoge el análisis estadístico realizado en el que se comprobó que todas las varianzas analizadas eran iguales.

### D. CONTRASTE DE HIPÓTESIS

Para comprobar que el ensayo es sensible a la variación de los contenidos de ligante, se ha realizado varios test de contraste de hipótesis de las medias de las poblaciones. Para ello se realizó el contraste entre las siguientes dotaciones:

- 0,2 kg/m<sup>2</sup> y 0,3 kg/m<sup>2</sup>.
- 0,3 kg/m<sup>2</sup> y 0,4 kg/m<sup>2</sup>.
- 0,5 kg/m<sup>2</sup> y 0,6 kg/m<sup>2</sup>.
- 0,1 kg/m<sup>2</sup> y 0,3 kg/m<sup>2</sup>.

El modelo a utilizar es el de la t de Student por el pequeño número de datos con el que contamos. Para el análisis se utilizó como hipótesis nula que las medias muestrales de ambos contenidos de ligante residual (por ejemplo 0,2 kg/m<sup>2</sup> y 0,3 kg/m<sup>2</sup>) eran iguales; esto quiere decir que de aceptar la hipótesis nula, indicaría que ambos contenidos de ligante residual corresponden al mismo valor de resistencia y que no habría diferencia entre los contenidos (entre 0,2 kg/m<sup>2</sup> y 0,3 kg/m<sup>2</sup>) de ligante. La hipótesis alternativa será que el ensayo es sensible y que por lo tanto se puede aceptar que hay diferencia entre la adherencia para esos contenidos de ligante.

De acuerdo al análisis efectuado, que se encuentra desarrollado en el Anexo VIII, se puede indicar lo siguiente:

- Para valores medios de ligante residual comprendidos entre 0,2 kg/m<sup>2</sup> - 0,3 kg/m<sup>2</sup> y 0,3 kg/m<sup>2</sup> - 0,4 kg/m<sup>2</sup> el nivel de significancia es de un 95%. Esto quiere decir que el ensayo es sensible a una variación del 0,1 kg/m<sup>2</sup> al 95% del nivel de confianza.
- Para el intervalo entre 0,1 kg/m<sup>2</sup> y 0,3 kg/m<sup>2</sup> el nivel de significancia fue del 99%. Con lo que indica que el ensayo es sensible a variaciones del contenido de ligante de 0,2 kg/m<sup>2</sup> con un nivel de confianza del 99%.
- En el caso del análisis efectuado para contenidos entre 0,5 kg/m<sup>2</sup> y 0,6 kg/m<sup>2</sup> no se observó un nivel de significancia que permita rechazar la igualdad entre los valores medios de las muestras. Esto se traduce en que, para esta geomalla, los valores de la tensión de adherencia no están influenciados por el contenido de ligante.

Esto se traduce en que se ha adoptado la decisión correcta con un nivel de confianza del 95% o 99%. Con lo cual decimos que la hipótesis, igualdad de los valores medios, es falsa, con lo que ha sido rechazada con una posibilidad de 0,05 ó 0,01 respectivamente.

En definitiva, se puede indicar que existe evidencia justificada para afirmar que el ensayo es sensible a las variaciones del contenido de ligante. Utilizando el mismo procedimiento, y dado que las diferencias entre distintos materiales son mayores que las correspondientes a las variaciones del contenido de ligante de un material dado, se podría concluir que este ensayo también sería sensible al tipo de geosintético que se utiliza en la

fabricación de probetas, no obstante se ha comprobado esta hipótesis, mediante el desarrollo estadístico que se incluye en el Anexo VIII.

#### 5.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este apartado se recogen los resultados obtenidos al estudiar la influencia:

- Del contenido de ligante.
- Del tipo de ligante.
- Del proceso de fabricación.
- Del tipo de geosintético.

Aunque las variables a estudiar son cuatro, los resultados se comentan en los tres apartados siguientes. Esto es debido a que la influencia del tipo de geosintético se ha analizado en conjunto con las otras tres variables.

Los resultados obtenidos del ensayo de adherencia se recogen en el Anexo V.

##### 5.4.1 ANÁLISIS DE LA TENSIÓN DE ADHERENCIA EN FUNCIÓN DE LA VARIACIÓN DEL CONTENIDO DE LIGANTE

En este apartado se va a estudiar la influencia que el contenido de ligante tiene sobre la adherencia. Lo que se trata de obtener es la curva que relaciona ambas variables y tratar de encontrar un máximo que nos proporcione el contenido óptimo de ligante.

Para ello, se han seleccionado diferentes tipos de geosintéticos y varios contenidos de ligante. Los tipos de geosintéticos seleccionados han sido:

Muestra	Material
GM-1	Geomalla de poliéster combinada con un geotextil no tejido
GM-2	Geomalla de poliéster
GM-3	Geomalla de polivinil alcohol
GM-4	Geomalla de fibra de vidrio
GT-1	Geotextil de 140 g/m <sup>2</sup>
GT-2	Geotextil de 120 g/m <sup>2</sup>
S-G	Referencia (muestra sin geosintético)

Tabla 5-2 Geosintéticos seleccionados para el análisis

Se ha utilizado un ensayo de referencia, para comparar y analizar el comportamiento de estos geosintéticos ante la variación del tipo y el contenido de ligante.

Como ensayo de referencia (muestra individualizada como S-G), se entiende la unión de las probetas empleando únicamente un riego de adherencia sin la incorporación de un geosintético. Para el riego de adherencia en todos los casos se ha empleado el mismo tipo de ligante, en concreto una emulsión ECR-3. La mezcla empleada para el estudio es una D-12, con un 5,45% de ligante fabricada en planta, y cuyas características se encuentran recogidas en el Anexo I.

Con respecto al contenido de ligante del riego, se han elegido diferentes dotaciones, tratando de buscar un rango dentro del cual se encontraría el contenido recomendado por el fabricante. Puesto que los resultados obtenidos han sido muchos, se ha preferido recogerlos en el Anexo V. De éstos se ha elegido como más representativos los siguientes:

#### A. GEOMALLA DE POLIÉSTER GM-1

Se ha estudiado la influencia que tiene en la adherencia la dotación de ligante empleada para fijar el geosintético. En total se han ensayado 35 probetas con unos contenidos de ligante que varían desde 0 a 0,6 kg/m<sup>2</sup> en escalones de 0,1 kg/m<sup>2</sup>.

En la Figura 5.8, se representa en el eje de las abscisas los diferentes contenidos de ligante residual y en el eje de las ordenadas las tensiones máximas correspondientes a la resistencia a la adherencia. Los puntos representados corresponden a valores medios, para cada porcentaje de ligante residual ensayado.

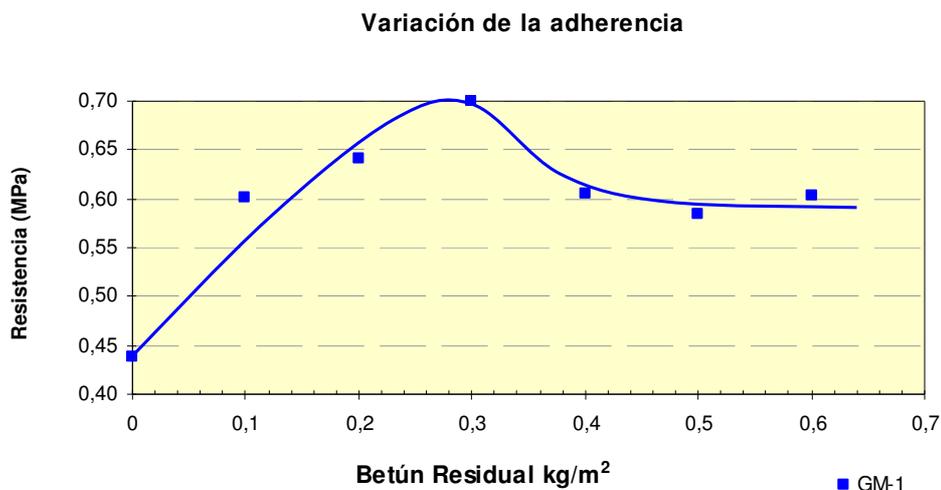


Figura 5.8 Comportamiento de la geomalla GM-1

En la figura se puede observar que el contenido de ligante óptimo se encuentra en la vecindad de  $0,30 \text{ kg/m}^2$ . Este valor coincide con el óptimo recomendado por el fabricante.

Inicialmente, como es lógico, cuando la dotación de ligante es muy baja, la tensión de adherencia es pequeña; por el contrario, si supera un determinado valor óptimo, la tendencia es que esta tensión de adherencia también disminuya.

En este caso se puede observar que a partir de  $0,40 \text{ kg/m}^2$  prácticamente la tensión se mantiene constante. Esto se podría explicar al considerar que si la dotación es excesiva, se estaría evaluando la resistencia al cortante del ligante.

La adherencia, con respecto al valor máximo, se puede reducir en un 15% cuando variamos el contenido de ligante del orden del  $0,10 \text{ kg/m}^2$ .

## B. COMPORTAMIENTO DE LAS GEOMALLAS GM-2 Y GM-4

Estas dos geomallas presentan prácticamente el mismo comportamiento que la geomalla de poliéster (GM-1).

Con respecto a la influencia del contenido de ligante residual, no se aprecia diferencia significativa en función de las dotaciones de ligante empleadas.

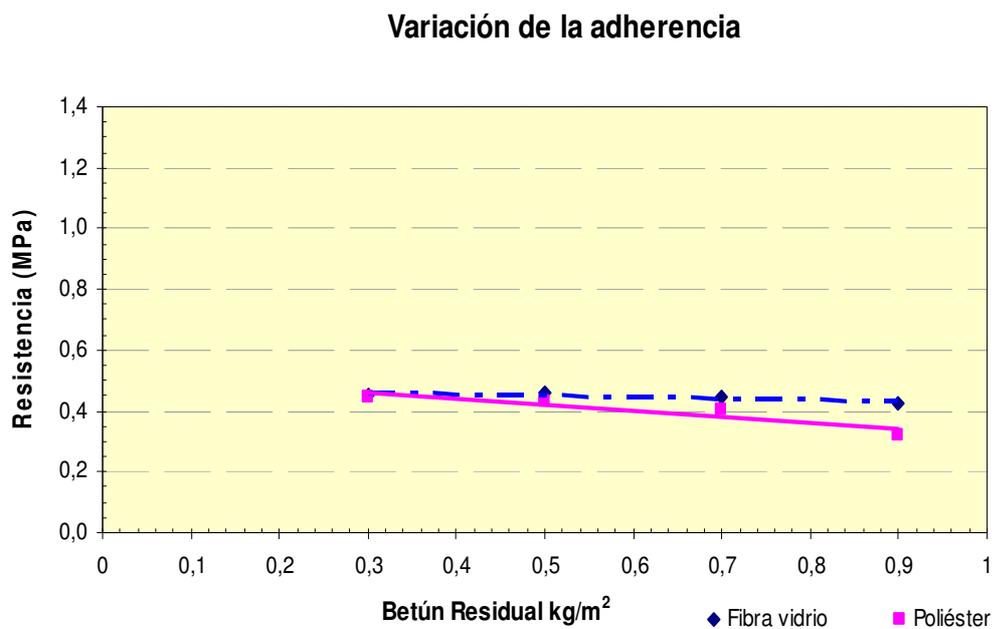


Figura 5.9 Variación de la adherencia para las geomallas GM-2 y GM-4

### C. MATERIAL DE REFERENCIA (SIN GEOSINTÉTICO)

Al igual que con las geomallas se realizó un análisis para evaluar la adherencia entre probetas con diferentes contenidos de ligante residual, sin la colocación en la interfase (capa - capa) de un geosintético, actuando solamente entre ambas capas el ligante residual.

El resultado de este ensayo es importante porque sirve como referencia para comparar la adherencia entre los distintos tipos de materiales.

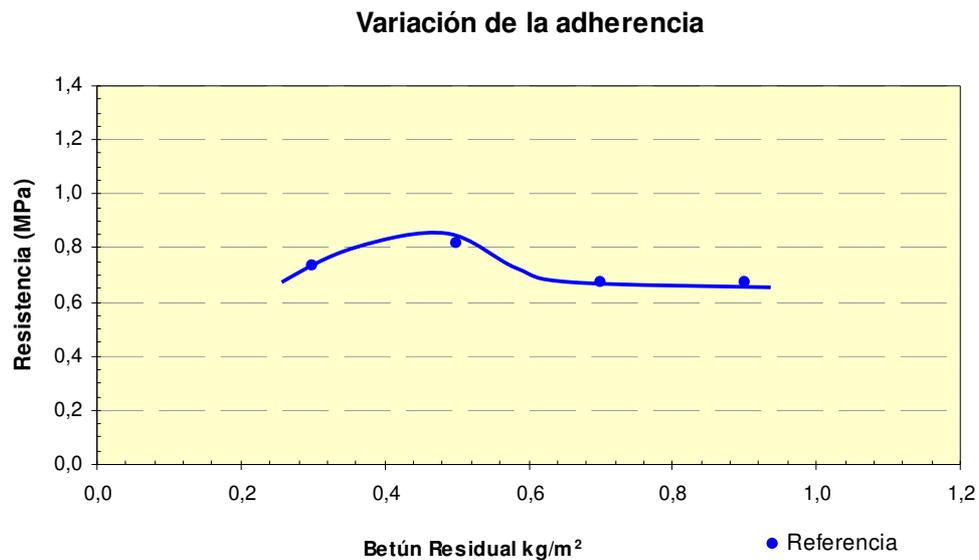


Figura 5.10 Comportamiento a la adherencia sin geosintético en la intercapa: Referencia

En la Figura 5.10, la forma de la curva es semejante a la que presentaba la geomalla de poliéster (GM-1) analizada anteriormente, ya que tiene un máximo y a partir de un determinado valor, parece que tiende a estabilizarse la resistencia a cortante.

Por otra parte, el máximo se encuentra alrededor de 0,40 kg/m<sup>2</sup> que corresponde a las dotaciones algo superiores a las que habitualmente se emplean en los riegos de adherencia.

En este caso una variación de 0,20 kg/m<sup>2</sup> de ligante con respecto al valor máximo de la adherencia, puede llevar a valores de pérdida de tensión del orden del 15%.

### D. INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE LIGANTE EN GEOTEXILES (GT-1 Y GT-2)

Para los geotextiles, se puede observar que una variación del contenido de ligante residual presenta una baja influencia en la tensión de adherencia.

### Variación de la adherencia

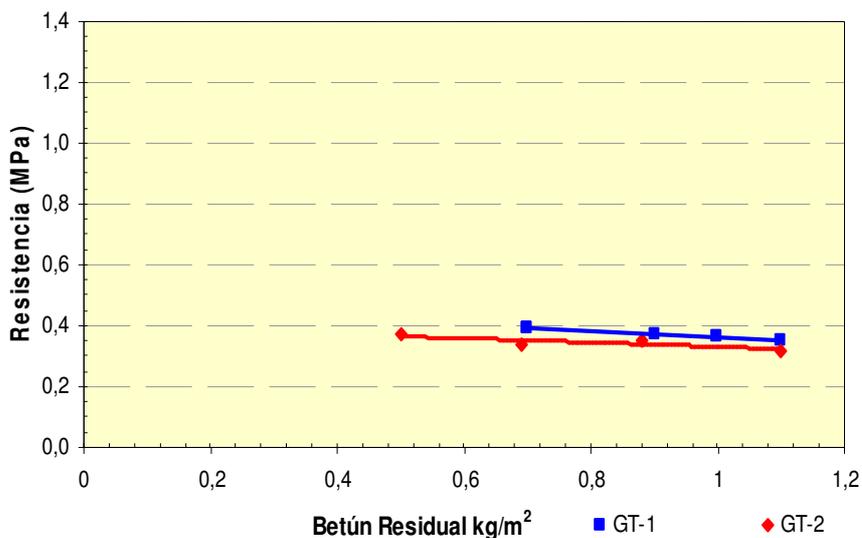


Figura 5.11 Comportamiento a la adherencia de los geotextiles

En este caso los contenidos de ligante que se han empleado son más altos, en primer lugar porque así lo recomienda el fabricante y porque se necesita una mayor cantidad de ligante para impregnar el producto.

### E. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En la Figura 5.12 se representan todos los resultados anteriores para poder realizar un estudio comparativo.

### Variación de la adherencia

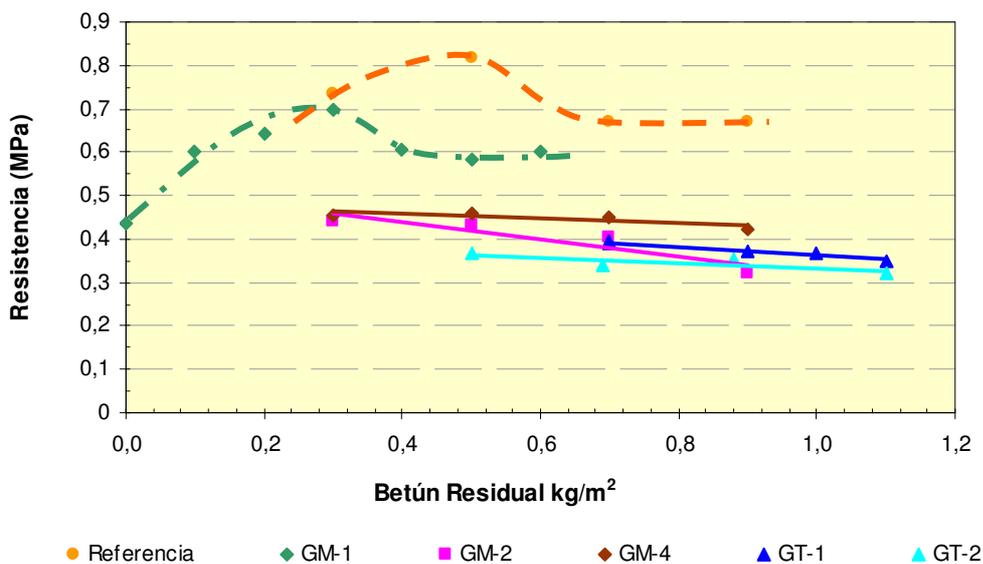


Figura 5.12 Variación de la tensión de adherencia para distintos productos

Se puede observar un comportamiento diferente en función del geosintético empleado, en dos casos tenemos marcado claramente un máximo que por otra parte coincide con el óptimo recomendado por los fabricantes. En otros casos la influencia del contenido de ligante es muy pequeña, al menos dentro de los rangos estudiados.

Lo que sí se aprecia es una diferencia importante en función del tipo de geosintético empleado. Las tensiones de adherencia máxima se obtienen con el material de referencia. Lo cual se podría explicar porque al interponer un material entre dos capas de mezcla se está creando una zona de discontinuidad entre ambas. Pero buscar como criterio de diseño la máxima tensión de adherencia no sería lo más adecuado, es más correcto exigir que la adherencia supere un determinado valor, que sea suficiente para las capas se mantengan adheridas. No obstante, cuanto mayor sea el valor de la adherencia mejor funcionará el sistema antirremonte de fisuras.

#### 5.4.2 INFLUENCIA DEL TIPO DE LIGANTE

Dado que en la técnica habitual de puesta en obra de este tipo de productos, además de las emulsiones catiónicas convencionales, se están empezando a utilizar otros tipos de ligantes, nos parecía conveniente comprobar si el procedimiento de ensayo podía ser sensible a los mismos.

Por ello, se seleccionó el mismo ligante ECR-3 que se ha utilizado en todo el estudio y un nuevo tipo de emulsión, en concreto una emulsión termoadherente.

La emulsión termoadherente tiene como principal característica su falta de adhesividad en el momento de su instalación, con lo cual no se adhiere a las ruedas de los vehículos. La adherencia se produce cuando entra en contacto con la mezcla bituminosa en caliente permitiendo la adherencia entre capas.

En el Anexo I se recogen las características de ambas emulsiones. Los tipos de geosintéticos seleccionados para este estudio son:

Muestra	Material
GM-1	Geomalla de poliéster combinada con un geotextil no tejido
GM-2	Geomalla de poliéster
GM-4	Geomalla de fibra de vidrio
GT-1	Geotextil de 140 g/m <sup>2</sup>
S-G	Referencia sin la inclusión de geosintético

Tabla 5-3 Geosintéticos seleccionados para la influencia del tipo de ligante

Con respecto al contenido de ligante, se han elegido dotaciones semejantes a las utilizadas en el estudio de la variación de ligante.

Los detalles de los resultados obtenidos se recogen en el Anexo V.

A título de ejemplo se va a comentar los gráficos de las siguientes muestras: la geomalla de poliéster GM-1, el geotextil GT-1 y la muestra de referencia S-G.

Para todos los contenidos de ligante y todos los productos analizados, la tensión de adherencia es mayor en las probetas fabricadas con emulsión termoadherente (T.A.) que en las fabricadas con la emulsión convencional ECR-3 (Figura 5.13, Figura 5.14 y Figura 5.15).

Al igual que en caso del estudio del contenido de ligante realizado con ligante convencional, la geomalla de poliéster y el material de referencia parecen presentar un máximo.

En el caso del geotextil no se observa este máximo, presentando para ambos tipos de ligante un ligero descenso de la adherencia a medida que se aumenta la dotación.

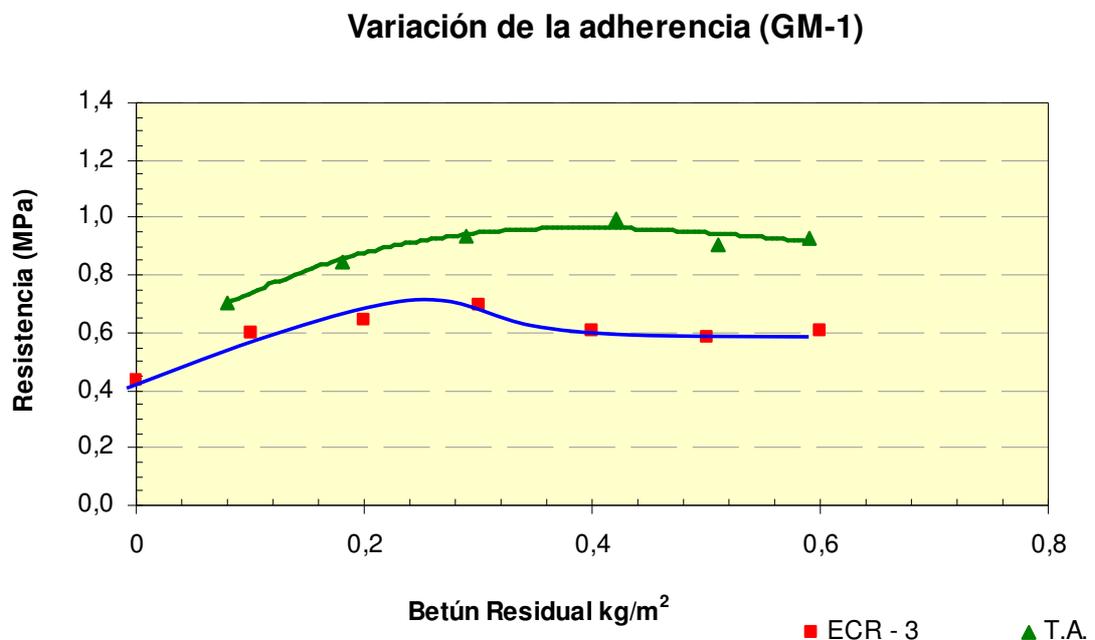


Figura 5.13 GM-1: Comparación de la adherencia entre ambas emulsiones

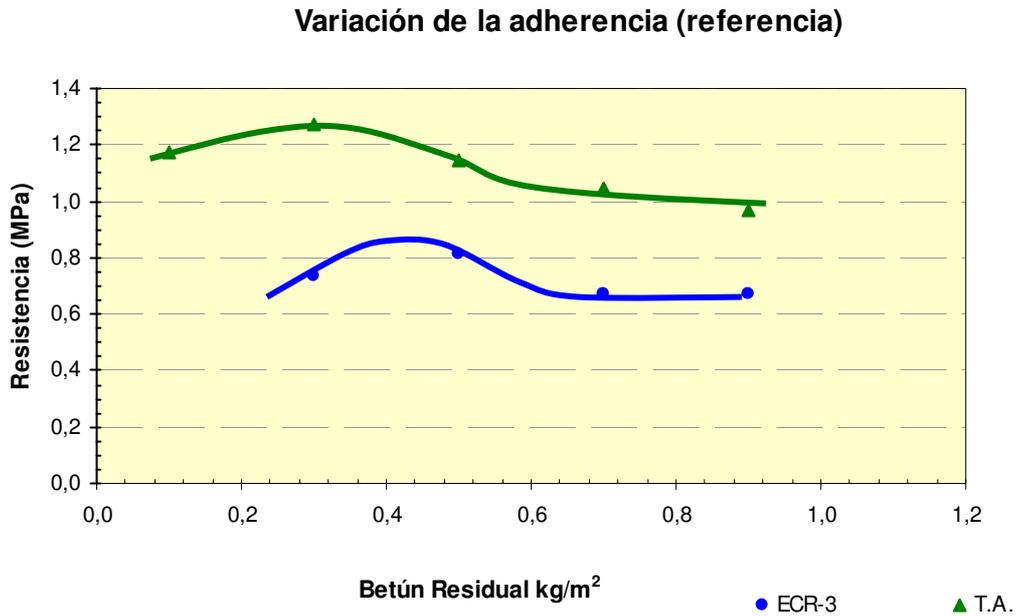


Figura 5.14 Ensayo de referencia: comparación de la adherencia entre ambas emulsiones

La mayor resistencia a cortante de la emulsión termoadherente, se puede explicar por las características del betún base, ya que en la emulsión ECR-3 el betún es un B-120/200 y en el caso de la termoadherente es un B-13/22.

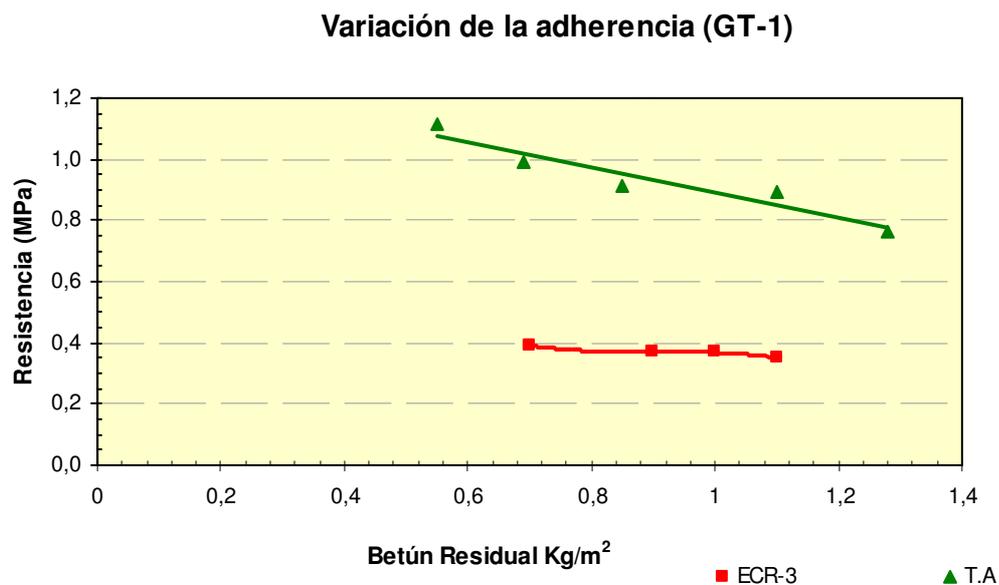


Figura 5.15 GT-1: Comparación de la adherencia entre ambas emulsiones

Como resumen, para ver la diferencia de comportamiento de los dos ligantes empleados se representa el valor de la tensión máxima obtenida para todos los geosintéticos analizados (Figura 5.16).

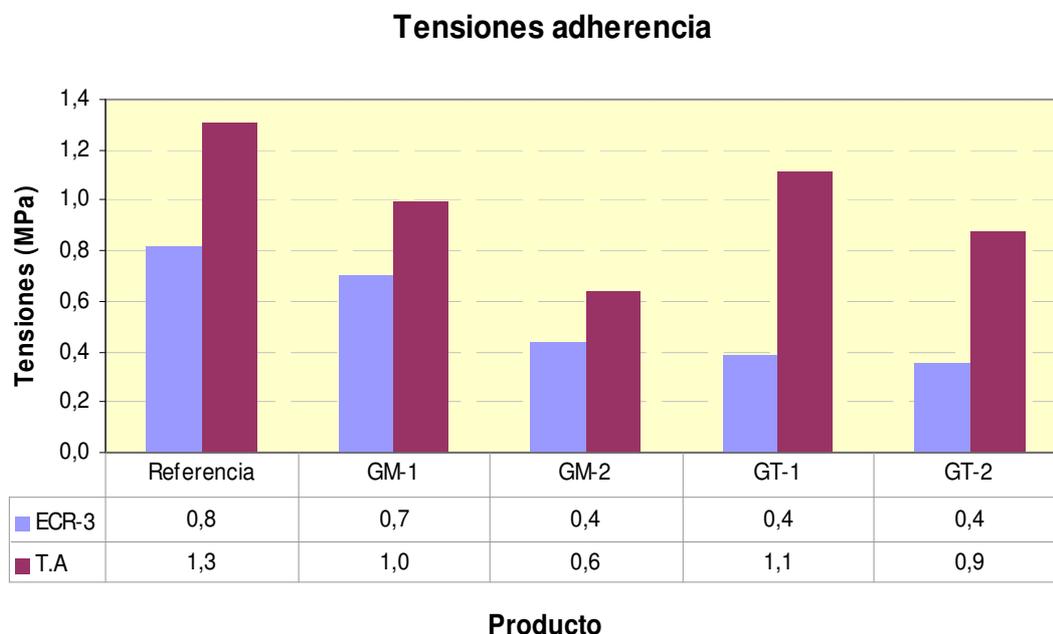


Figura 5.16 Tensiones de adherencia para distintos tipos de emulsión, kg/m<sup>2</sup>

Todo lo anterior pone claramente de manifiesto que el ensayo es capaz de diferenciar el tipo de ligante empleado.

#### 5.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS EN FUNCIÓN DEL PROCESO DE FABRICACIÓN

Tal como se indicó anteriormente en el apartado 5.1, se han probado dos procesos de fabricación, la fabricación discontinua y la fabricación continua.

Se denomina proceso de fabricación continuo al procedimiento por el cual inicialmente se pre-impregnaba el geotextil con betún residual (el cual había sido aplicado en sucesivas capas hasta alcanzar la dotación elegida) y se colocaba nada más finalizar la compactación de la capa inferior de la mezcla, y sin dejarla enfriar hasta la temperatura ambiente, se extendía la siguiente capa y se compactaba (Figura 5.17).

Este procedimiento se encuentra descrito con más detalle en el Anexo III.

El procedimiento equivale a una fabricación de varias capas sucesivas, con la inclusión de un geotextil previamente impregnado en betún, y estando ambas mezclas calientes.



Figura 5.17 Fabricación continua

Este procedimiento de pre-impregnación no se puede aplicar a geomallas, debido a que estas no disponen de un tejido intermedio que retenga el ligante, por lo que esta tesis se ha centrado única y exclusivamente en el empleo de un geotextil y una emulsión convencional ECR-3.

Esta forma de proceder se ha debido a que se tenían dudas de que la dotación de ligante aplicada, que correspondía a la recomendada por los fabricantes, fuera la que realmente se encontraba en la capa del geotextil tras el proceso de fabricación.

Empleando el proceso discontinuo se presentaron problemas de escurrimiento al aplicar el ligante previo a la extensión del geotextil, que se pueden resumir en:

- Que era difícil evitar el escurrimiento lateral, debido a la alta dotación de emulsión, principalmente con las dotaciones superiores a  $0,80 \text{ kg/m}^2$ .
- Que al colocar la capa superior de mezcla se observaba la aparición de ligante en la zona de juntas.

La fabricación con el método continuo de las probetas aumenta significativamente la resistencia a la adherencia. Esto se puede observar en la Figura 5.18, donde la resistencia a

la adherencia por el procedimiento de fabricación continua casi duplica la resistencia a la adherencia por el procedimiento de fabricación discontinuo.

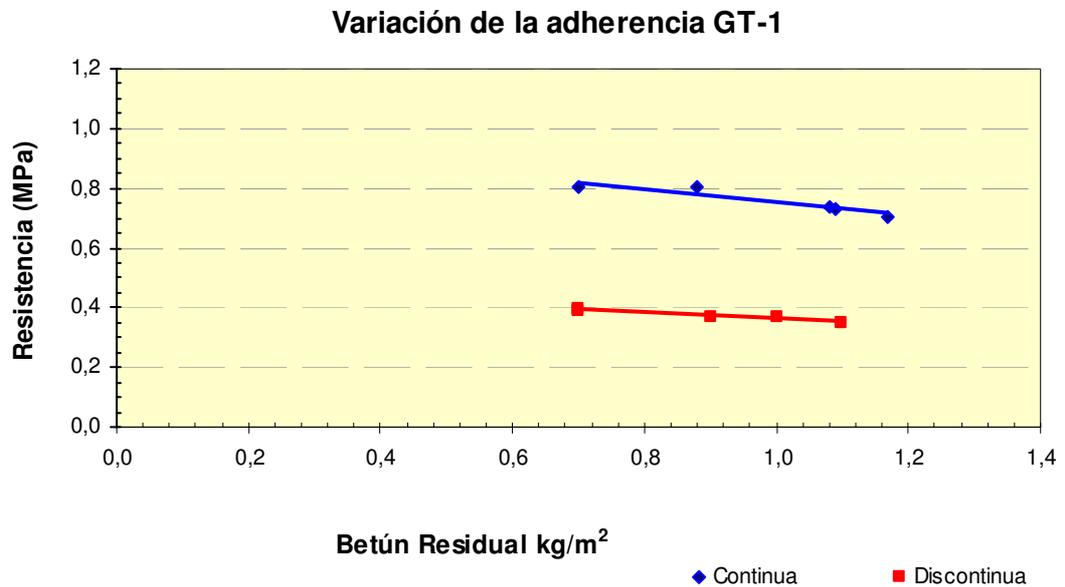


Figura 5.18 Influencia del proceso de fabricación en la adherencia

De los resultados se desprende que si se distribuye perfectamente el ligante y además se le aporta temperatura para facilitar la impregnación del geotextil, se pueden conseguir valores de la adherencia ostensiblemente mayores.

#### 5.4.4 ANÁLISIS DE LA ADHERENCIA EN FUNCIÓN DEL GEOSINTÉTICO UTILIZADO

Aunque la influencia de los distintos tipos de geosintéticos ha quedado reflejada en los tres apartados anteriores al analizar diferentes aspectos del comportamiento, parece conveniente hacer un análisis global en función del tipo de geosintético.

En la Figura 5.19 se indican los valores de la máxima tensión de adherencia obtenidos con los diferentes productos analizados empleando una emulsión convencional ECR-3. En la citada figura se ha representado la máxima tensión obtenida correspondiente al contenido óptimo de ligante.

Para comparar los distintos valores se ha utilizado una escala que representa el porcentaje de adherencia que se ha alcanzado en cada producto con respecto al de referencia.

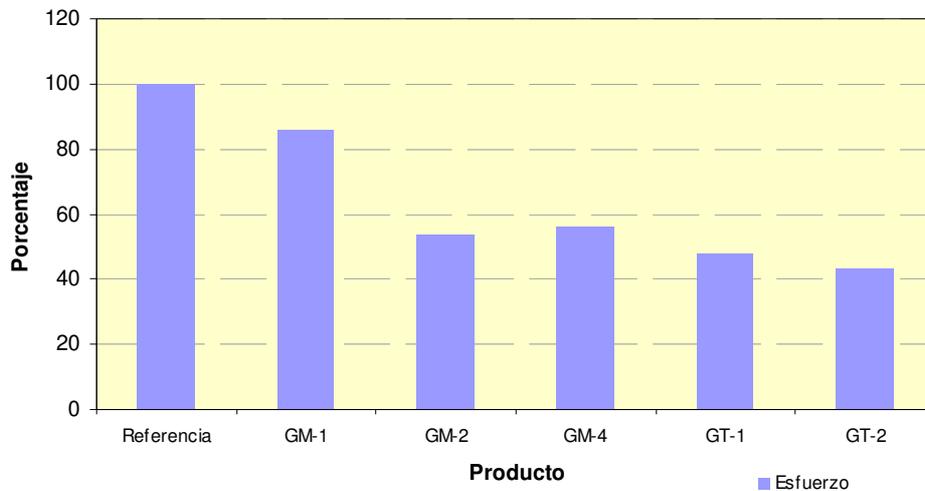
**Tensiones Porcentuales ECR - 3**

Figura 5.19 Gráfica comparativa de los esfuerzos máximos de cada material. Emulsión: ECR-3

Igualmente, en la Figura 5.20 se representan, siguiendo el mismo criterio, los valores obtenidos con la emulsión termoadherente.

En la Figura 5.19 y Figura 5.20 se puede observar que los mayores valores de resistencia al esfuerzo de adherencia (representado como el 100%), corresponden al grupo de probetas de referencia, mezcla sobre mezcla con riego de adherencia, tanto para la emulsión ECR-3 como para la emulsión termoadherente.

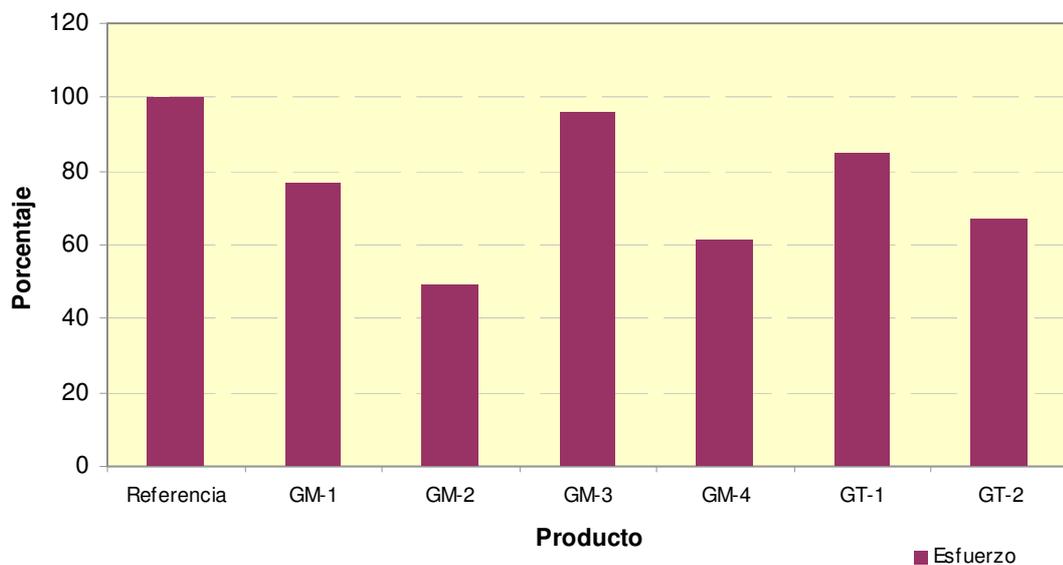
**Tensiones Porcentuales T.A.**

Figura 5.20 Gráfica comparativa de los esfuerzos máximos de cada material. Emulsión: Termoadherente

Para la emulsión ECR-3 la geomalla de poliéster GM-1 presenta una resistencia a la adherencia del 85% con respecto a la de referencia. En otro escalón se encuentran las restantes geomallas que presentan valores del 50% y finalmente los geotextiles con valores del orden del 40%.

Para el caso de la emulsión termoadherente, se observa que la geomalla GM-3 tiene casi 100% de resistencia de adherencia. La geomalla GM-1 y el geotextil GT-1 tienen del orden del 80%. Y ya por debajo se encuentran las dos geomallas analizadas: la GM-2 y GM-4, además del geotextil GT-2, con valores del orden del 50% al 60%.

## **5.5 APLICACIÓN DEL ENSAYO DINÁMICO DE ADHERENCIA**

Se ha intentado determinar, mediante la realización de un ensayo dinámico, si la adherencia es sensible al contenido de ligante y que el valor de la dotación de ligante, coincide con la determinada en el ensayo estático, para la que se obtiene la máxima tensión de adherencia.

Esta parte del estudio se ha realizado en la fase final de la investigación y solo se pueden recoger en esta Tesis los resultados correspondientes a un único tipo de geosintético.

Para tratar de cumplir con el objetivo señalado, se ha utilizado en la zona de intercapa una geomalla de poliéster GM-1 y una emulsión ECR-3, aplicada directamente sobre la probeta. Los contenidos de ligante residual han variado desde un contenido de nulo hasta  $0,60 \text{ kg/m}^2$  en escalones de  $0,10 \text{ kg/m}^2$ .

Como estas probetas son serradas, se obtuvieron 14 semi-probetas, por lo que se dispone de dos resultados para cada contenido de ligante.

Como ya se ha indicado, las cargas aplicadas corresponden a una carga máxima de contacto de 10 kN y a una carga mínima de 0,20 kN con una frecuencia ensayo de 10 Hz.

Los datos que se registraron para cada uno de los ensayos fueron: la carga aplicada y la posición vertical de la máquina, además de dos registros (LVDT) que medían el desplazamiento de la probeta central con respecto a las laterales. La disposición de los LVDT se pueden apreciar en la Figura 5.21.

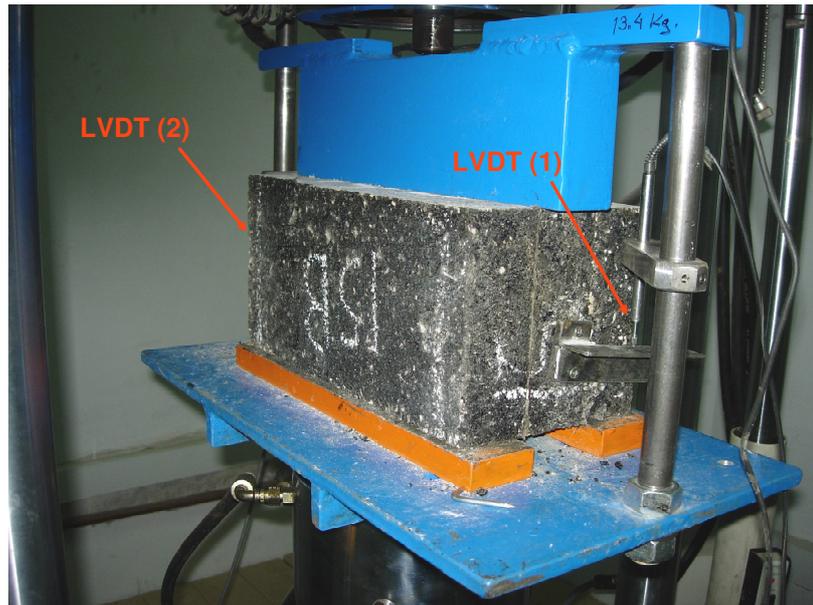


Figura 5.21 Posición de los dispositivos de medida LVDT

Del registro continuo de datos se decidió analizar dos ciclos completos, compuestos por 200 datos (0,2 segundos de duración), cada 1000 ciclos (100 segundos) de cada uno de los parámetros indicados anteriormente.

Para determinar el momento en que cada probeta ensayada falla, se analizan las curvas que representan el desplazamiento vertical en función del número de ciclos. Estas curvas corresponden a los registros de los desplazamientos verticales de la máquina y de los dos comparadores LVDT.

Para realizar un análisis de la forma en que evolucionaron estas curvas a lo largo del ensayo se transformaron los registros en datos unitarios, con lo que se podían comparar en una misma figura los tres registros.

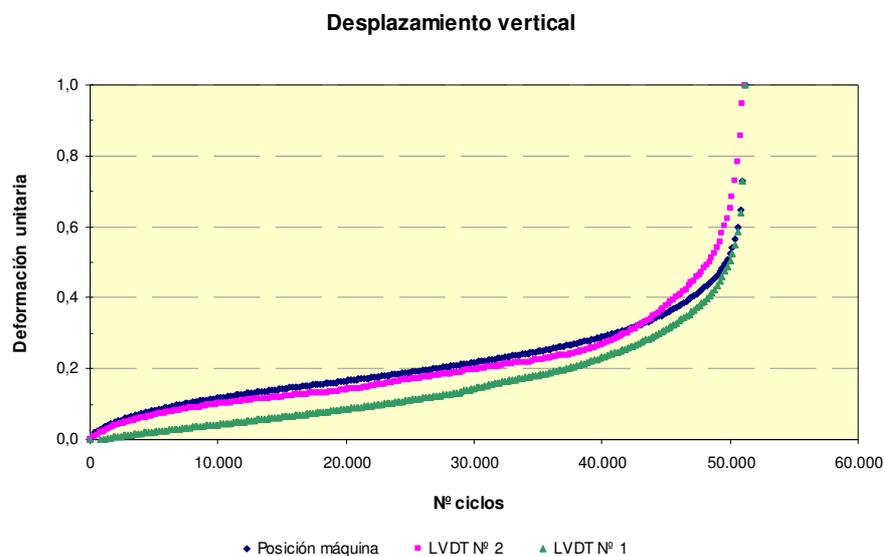


Figura 5.22 Representación unitaria de los registros de posición

En función de estas curvas se analizaron la uniformidad en el desarrollo de los desplazamientos unitarios y diferencias en los comportamientos de los mismos. Si estas curvas eran suaves y sin sobresaltos se determina que el momento de fallo era el número total de ciclos hasta el deslizamiento total de la probeta central; por el contrario, si estas presentaban diferencias en su comportamiento o cambios de pendientes en uno de los comparadores, se determina que el momento de fallo correspondía al ciclo donde se producía el sobresalto.

Los resultados de los ensayos realizados se presentan en la Tabla 5-4 y Figura 5.23; en ellos se observa que la durabilidad varía en función del contenido de ligante utilizado.

Probeta	Ligante kg/m <sup>2</sup>	Nº ciclos	Probeta	Ligante kg/m <sup>2</sup>	Nº ciclos
1 – A	0,60	44.000	1 – B	0,60	51.000
2 – A	0,50	49.000	2 – B	0,50	54.000
3 – A*	0,40	-----	3 – B	0,40	61.000
4 – A	0,30	65.000	4 – B	0,30	53.000
5 – A	0,20	66.000	5 – B	0,20	62.000
6 – A	0,10	57.000	6 – B	0,10	69.000
7 – A	0,00	48.000	7 – B	0,00	44.000

Tabla 5-4 Resultados de los ensayos de adherencia dinámicos

La muestra 3 – A\* fue eliminada debido a que sufrió una sobrecarga al inicio del ensayo.

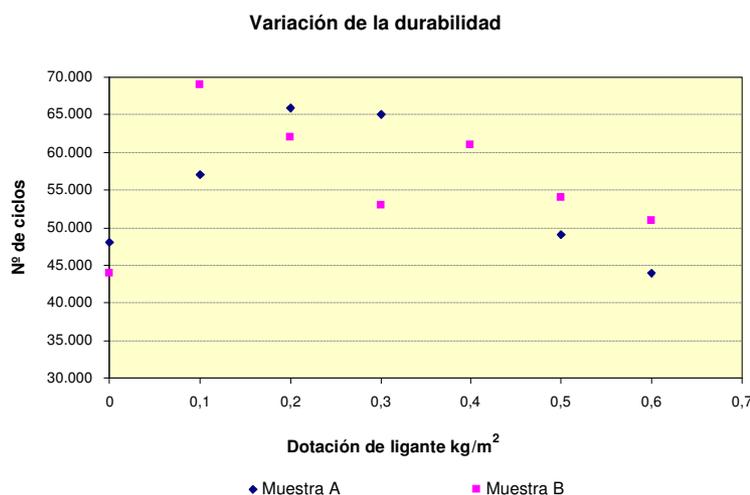


Figura 5.23 Resultados del ensayo de adherencia dinámico

Con los trece datos disponibles se ha calculado la relación que existe entre la dotación de ligante y la durabilidad mediante un análisis de correlación. Para ello, siguiendo criterios estadísticos se ha seleccionado un ajuste de tipo polinómico. El coeficiente de

correlación obtenido en este caso  $R^2$  es igual a 0,7; no obstante, mediante un análisis de residuos al eliminar los dos puntos de mayor dispersión (muestra 4B y 6B) se consigue un coeficiente de correlación de 0,89.

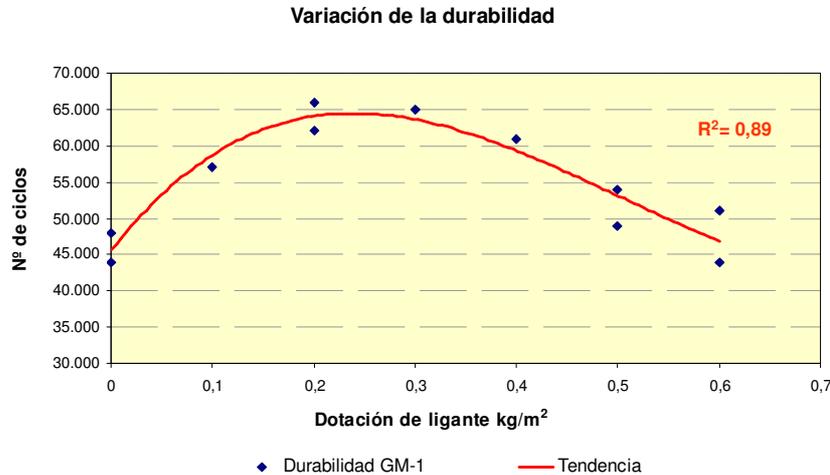


Figura 5.24 Influencia del contenido de ligante en la durabilidad

Lo primero que se puede observar es que la durabilidad es sensible al contenido de ligante y que el óptimo se puede encontrar próximo a 0,30 kg/m<sup>2</sup>. Este valor coincide con el determinado con el ensayo estático para esta geomalla de poliéster y que como ya hemos indicado corresponde a la dotación recomendada por el fabricante.

## **6. ENSAYO ANTIRREMONTA DE FISURAS**

Para poder estimar cuál es la efectividad de los sistemas antirremonta de fisuras que incorporan en su composición geosintéticos, se ha procedido a la fabricación de diferentes tipos de probetas para su ensayo mediante sollicitaciones dinámicas.

Se han seleccionado algunos geosintéticos empleados habitualmente para retrasar la propagación de fisuras reflejas. En concreto se han elegido:

- Dos geomallas de poliéster (GM-1 y GM-2).
- Una geomalla de polivinil alcohol (GM-3).
- Una geomalla de fibra de vidrio (GM-4).
- Dos geotextiles de polipropileno (GT-1 y GT-2).
- Un geocompuesto (GC-1).

Como sistema de referencia se ha empleado una estructura sin geosintético que solo lleva ligante bituminoso en la zona de contacto. También se ha ampliado el estudio con una solución del tipo SAMI, comúnmente empleada para retrasar la propagación de grietas, y que sirve para tener una mejor información sobre la efectividad de los geosintéticos utilizados.

En este estudio se ha evaluado el comportamiento del sistema antirremonta tratando de conocer diferentes aspectos del mismo, las cuáles permitirán:

- Comparar los diferentes sistemas en función del tipo de geosintético seleccionado.
- Evaluar la influencia del contenido de ligante empleado en la fijación del geosintético, en cuanto a la propagación de las fisuras.
- Conocer la influencia que tiene el solape de una geomalla en el reflejo de las fisuras.

### **6.1 CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA DE ENSAYO**

El procedimiento de fabricación de las probetas empleadas en el estudio de antirremonta fue similar al utilizado en el ensayo de adherencia y está detallado en el Anexo IV.

La mezcla empleada para el estudio es una D-12, con un 5,45% de ligante, fabricada en planta, y cuyas características se encuentran recogidas en el Anexo I.

Para el riego de adherencia en todos los casos se ha empleado el mismo tipo de ligante, en concreto, una emulsión de rotura rápida ECR-3.

En la zona de interfase, entre ambas probetas, se utilizaron diferentes sistemas anti-reflexión de grietas, formados por:

- Un geosintético
- Un sistema SAMI
- La incorporación de ligante sin geosintético (un riego de adherencia convencional)

La zona de interfase marcada en rojo, correspondiente a la posición del geosintético dentro de la probeta de ensayo, Figura 6.1.



Figura 6.1 Posición del sistema antirremonte de fisuras

El serrado de la probeta se realizó en sentido perpendicular al eje de extensión del geosintético en la calzada. Para lograr esto, se señalaba sobre el geosintético su sentido de colocación y se montaba el mismo sobre la probeta en dicho sentido. Para evitar equivocaciones en su colocación, el sentido de montaje fue siempre paralelo a las asas del molde metálico (Figura 6.2).

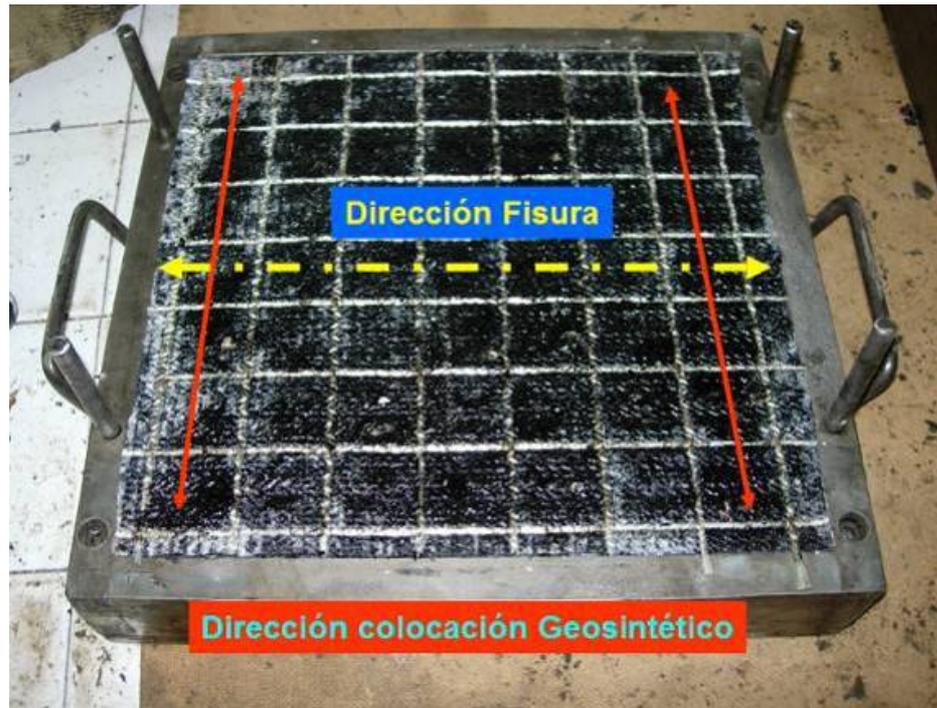


Figura 6.2 Dirección y ubicación de la futura fisura inducida

## 6.2 CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO

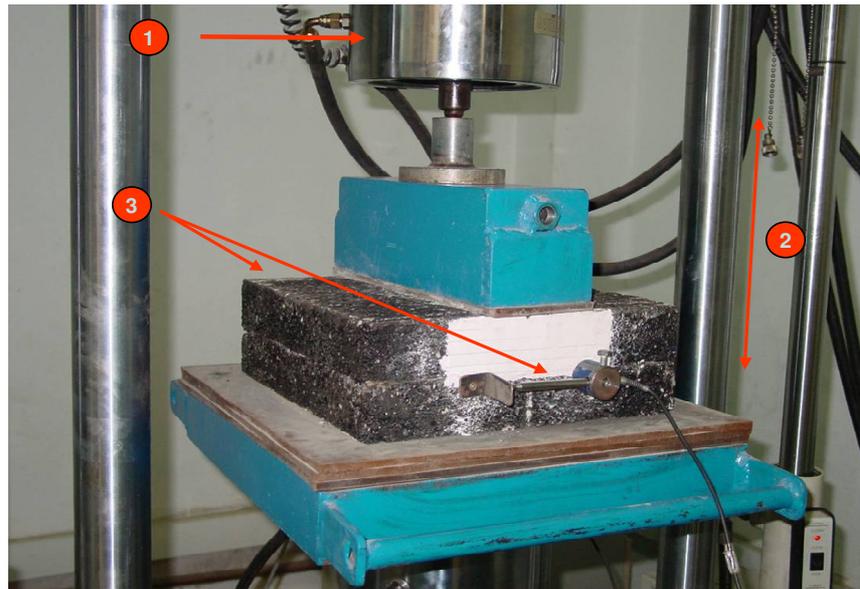
El ensayo dinámico se realizó mediante un sistema de carga controlada. Las probetas eran mantenidas a una temperatura de 20 °C durante un período no inferior a 24 horas.

La carga aplicada, siempre de compresión, fue de tipo senoidal con un valor mínimo de 0,10 MPa y un máximo de 0,65 MPa (Tabla 3-4).

Se registraron cuatro variables en forma simultánea durante el ensayo de cada probeta (Figura 6.3).

- Registro de carga aplicada por la máquina.
- Registro de desplazamiento vertical de la máquina.
- Dos registros de apertura de la grieta en lados opuestos.

Para determinar la apertura de la grieta se han utilizado dos captadores de registro continuo (LVDT), localizados a cada lado de la probeta. La separación de los puntos de medida de cada lado era aproximadamente 110 mm y se encontraban ubicados en la zona de interfase. Como los puntos de medida estaban definidos por unos elementos metálicos atornillados a las probetas y la posición del agujero para su fijación variaba debido a la presencia de las partículas de árido grueso, posteriormente era necesario medir exactamente la distancia para calcular las deformaciones unitarias.



- 1 Registro de carga aplicada maquina      3 Dos registros LVDT  
2 Desplazamiento vertical

Figura 6.3 Elementos empleados para registrar la evolución del ensayo

Debido a que el ensayo dinámico proporciona datos continuos y se precisaría una gran capacidad de almacenamiento y un procesado posterior de la información resultaría muy laborioso, se decidió realizar una toma de datos de tipo discreto, limitándose a registrar dos ciclos completos, compuestos por 200 datos (0,2 segundos de duración), cada 1000 ciclos (100 segundos).

En la Figura 6.4 se observan los registros de la fuerza y de la abertura de la grieta. En el eje de las abscisas se representa el tiempo transcurrido (0,2 segundos), que corresponde a un periodo de dos ciclos. En el eje de las ordenadas se ha utilizado una escala unitaria, para representar en la misma figura, la onda de carga y la respuesta que corresponde a la abertura de grieta.

#### Registro de datos ciclo

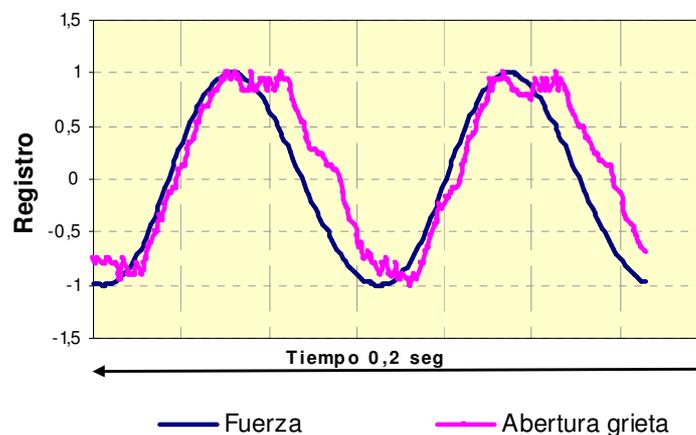


Figura 6.4 Registro de datos

Un esquema del desarrollo de la grieta en función del número de ciclos está representado en la Figura 6.5. La amplitud se define como la diferencia entre la apertura máxima y la mínima de la grieta durante la aplicación de un ciclo, y la apertura de la grieta que es el tamaño medio de la grieta durante un ciclo, con respecto a su valor inicial.

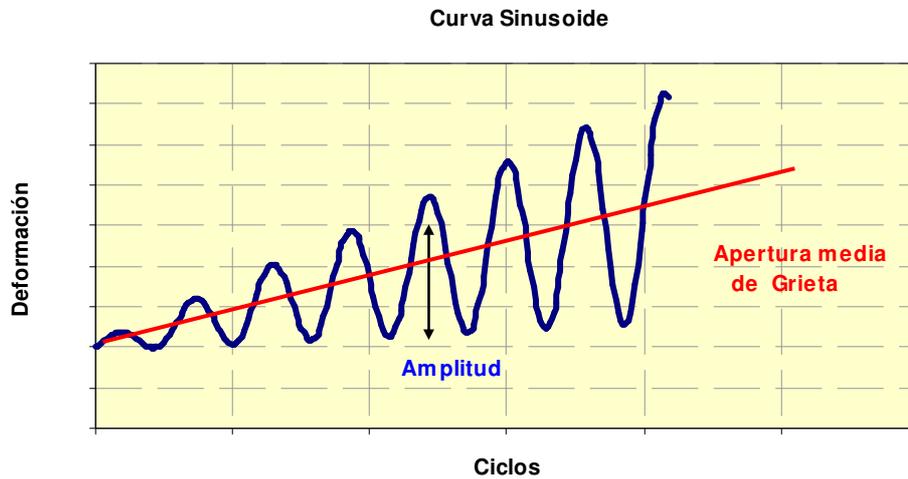


Figura 6.5 Variación de la amplitud de una grieta en una mezcla con geotextil

Si se representa la amplitud, que es creciente durante todo el proceso de ensayo, en función del número de ciclos, se obtiene la Figura 6.6. Este tipo de comportamiento es similar para todos los sistemas empleados.

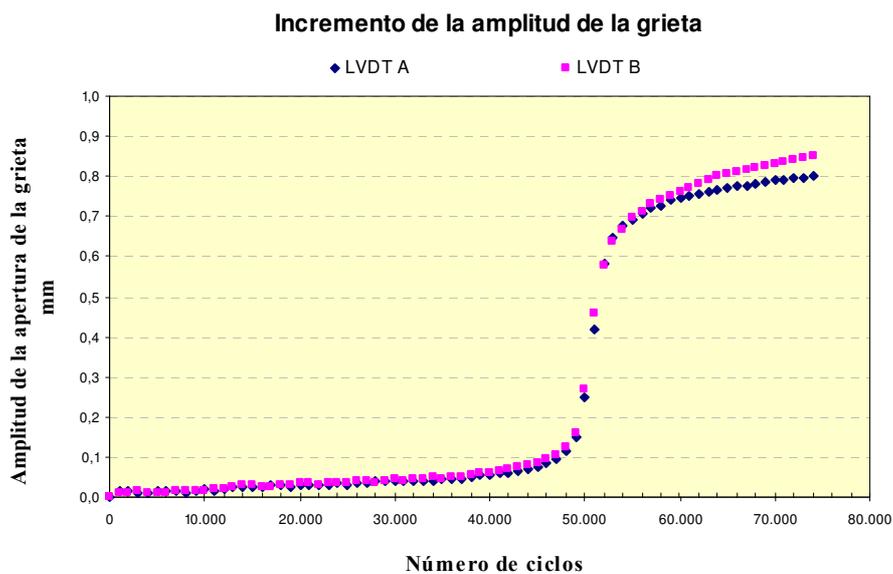


Figura 6.6 Curva de rotura de una probeta antirremonte con un geotextil

Si representamos la apertura de la grieta como el valor medio de la amplitud, se obtendría la Figura 6.7, que corresponde al valor medio de la grieta.

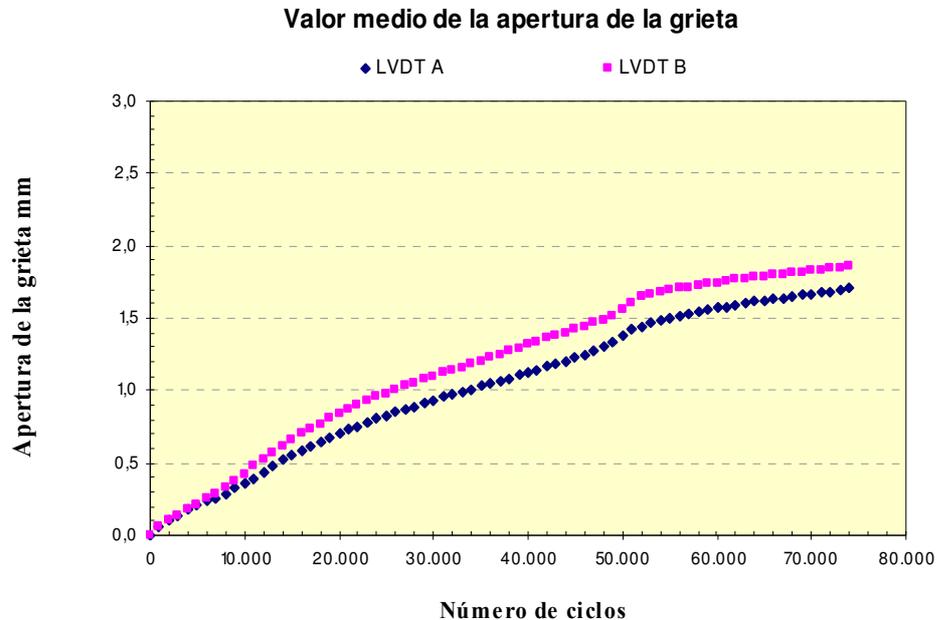


Figura 6.7 Representación del valor medio de la apertura de la grieta

Aunque se ha registrado la apertura de grieta a ambos lados de la probeta, para simplificar el análisis, se ha empleado el valor medio de las mismas. No obstante, en todos los casos las diferencias entre ambos puntos ha sido muy pequeña. Únicamente en algún caso se ha empleado sólo el registro de uno de los comparadores porque durante el proceso de ensayo el otro dejó de funcionar.

### 6.3 CRITERIO DE ROTURA

Todos los ensayos se han prolongado hasta que se ha reflejado claramente en la superficie la grieta inducida en la probeta inferior.

Para conocer y comparar el comportamiento de diferentes materiales es necesario establecer un criterio de rotura. El primer criterio de fallo consistiría en determinar el momento exacto en que la fisura llega a la superficie. Este criterio de tipo visual presenta dificultades porque, durante el ensayo, únicamente se observa una de las caras y aunque sería posible observar ambas, resulta difícil conocer la posición de la fisura dentro de la probeta (Figura 6.8).

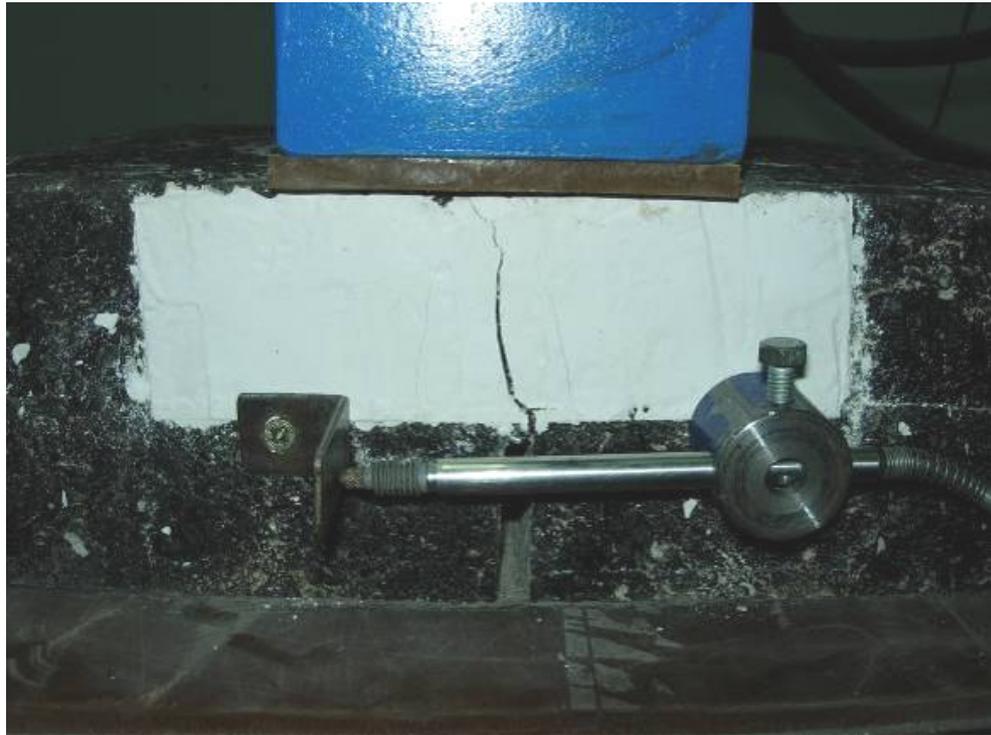


Figura 6.8 Fisura alcanzando la superficie de la probeta

Ante esta dificultad para determinar con precisión este momento, se estableció como criterio para la finalización del ensayo que la grieta reflejada no incrementara su espesor en forma significativa.

Posteriormente, al analizar el registro de datos se pudo establecer en qué momento la fisura llega a la parte superior de la probeta y cuándo aumenta su anchura hasta que se convierte en grieta.

La evolución del deterioro de la probeta se puede explicar si observamos que inicialmente la grieta inducida se reflejará a través de la probeta inferior hasta alcanzar la zona de interfase. Este avance de la fisura tiene un alcance de 10 mm en el sentido vertical, alcanzando la zona de ubicación del sistema antirremonte de fisuras. En dicha zona el reflejo de la fisura disminuye su velocidad de crecimiento y retarda el reflejo de la misma.

Tras pasada la interfase, la grieta alcanza la segunda probeta propagándose desde el fondo hasta alcanzar la superficie. La velocidad de propagación está relacionada directamente con la respuesta que presenta la geomalla frente a los esfuerzos de tracción. En el caso de los geotextiles se produce una disipación de energía que retrasa la apertura de la grieta. En ninguno de los dos casos anteriores el paso de la fisura a través del sistema antirremonte implica la rotura de los geosintéticos.

Cuando la fisura alcanza la superficie, rápidamente pasa desde un estado de fisura a un estado de grieta, lo cual significa que aumenta rápidamente su grosor.

Al final la velocidad con que aumenta la grieta tiende a disminuir, o estabilizarse, debido al confinamiento que presenta la probeta (condiciones impuestas por la modalidad de ensayo), el tipo de cuna diseñado y porque al aumentar la apertura de esta se incrementa la deformación de los geosintéticos con lo que aportan una mayor resistencia.

En Figura 6.9, se representa la amplitud de apertura de la grieta. En ella se pueden observar tres zonas claramente diferenciadas, que indican las etapas del proceso de rotura. Éstas son similares para todos los tipos de interfase utilizados. Una interpretación adecuada de este gráfico permite conocer cómo evoluciona la fisura.

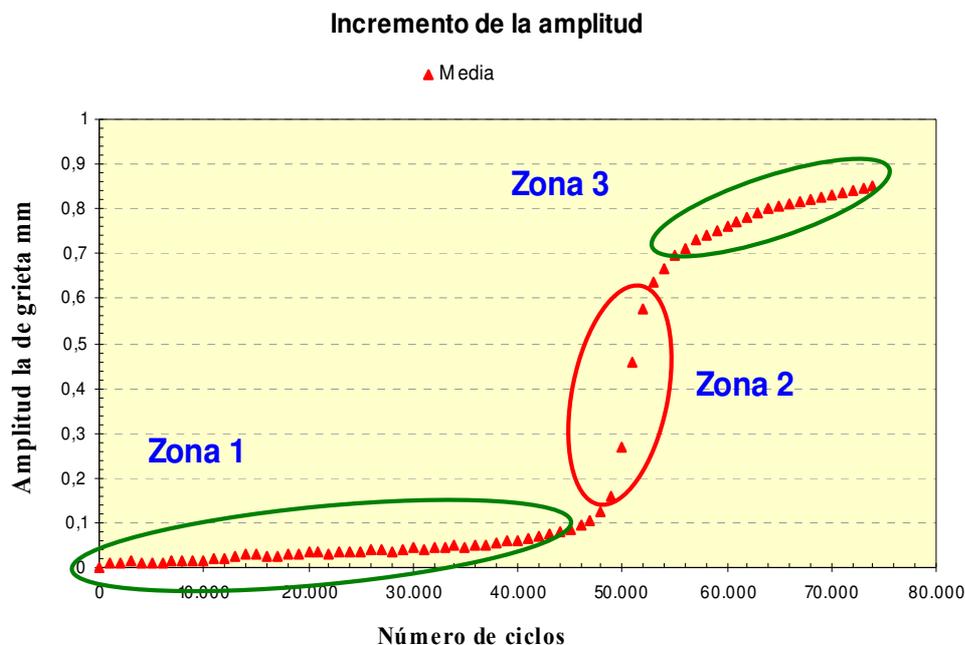


Figura 6.9 Diferenciación de las zonas del proceso de rotura. Curva de amplitud

Otra forma de ver estas tres zonas es representar el valor medio de la apertura de la grieta, y los valores máximos y mínimos de la grieta durante el proceso de ensayo (Figura 6.10).

El valor mínimo de apertura de la grieta corresponderá a la diferencia entre el valor medio de la amplitud y la mitad de dicha amplitud, y el máximo valor de apertura de la grieta corresponderá a la sumatoria del valor medio de la amplitud y la mitad de la amplitud.

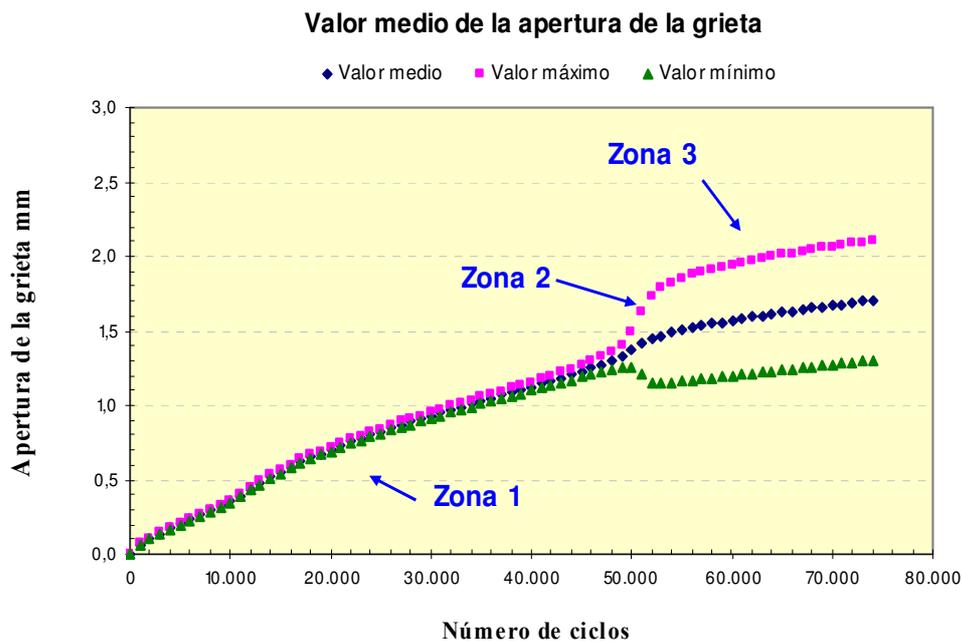


Figura 6.10 Diferenciación de las zonas del proceso de rotura. Apertura de grietas

La forma de las curvas de la Figura 6.10 ratifica la existencia de tres zonas, que ya se habían señalado en la Figura 6.9.

#### La zona Nº 1

Corresponde a la zona en la cual la fisura se refleja desde la parte inferior hasta casi alcanzar la superficie de la probeta. Correspondiendo a una pequeña variación, casi lineal, de la amplitud en función del número de ciclos.

El límite de esta zona se alcanza cuando la amplitud de la deformación de la zona de interfase está próxima a 0,1 mm.

El tiempo o la sucesión de ciclos para alcanzar dicha amplitud, corresponderá a la eficacia que tiene el sistema antirremonte en retrasar la grieta refleja.

#### La zona Nº 2

Se considera que esta zona comienza cuando se produce un cambio muy brusco de la pendiente, lo que ocurre en todos los casos al superar una amplitud de deformación 0,1 mm, hasta que se produce un nuevo cambio de pendiente siendo ésta mucho menos pronunciada. Por ello se ha decidido utilizar, como criterio de fallo, la citada amplitud ya que en todos los productos empleados este valor se encontraba en el codo de la curva.

Aunque se puede pensar que en esta zona los sistemas antirremonte de fisuras ya no aportan nada con respecto la atenuación del avance de la grieta, aún podrían retrasar dicho crecimiento.

### La zona N° 3

Este sector corresponde a la probeta completamente rota, y la amplitud de la deformación aumenta progresivamente pero con una inclinación muy pequeña. La tendencia final que podría tener se desconoce, puesto que se necesitaría aplicar muchos más ciclos.

En esta zona el sistema antirremonte restringe el aumento de espesor de la grieta, debido a que el geosintético restringe el desplazamiento inferior de la probeta. Además se debe indicar que por el diseño de la cuna la probeta de ensayo se encuentra confinada, por lo tanto su movimiento está restringido.

Independientemente de la interpretación anterior para fijar un criterio de fallo, conviene realizar un comentario referente a la forma que presentan las curvas que relacionan el número de ciclos, con la apertura de grietas (Figura 6.11). Para los materiales ensayados se han presentado, en la zona 1, dos tipologías claramente diferenciadas. La primera de ellas correspondiente a la curva A, presenta una pendiente más o menos constante desde el comienzo del ensayo hasta el inicio de la zona 2. La segunda de las tipologías correspondiente a la curva B presenta un cambio en la pendiente en los primeros ciclos. Inicialmente la pendiente es mayor y a partir de un determinado momento disminuye manteniéndose prácticamente constante.

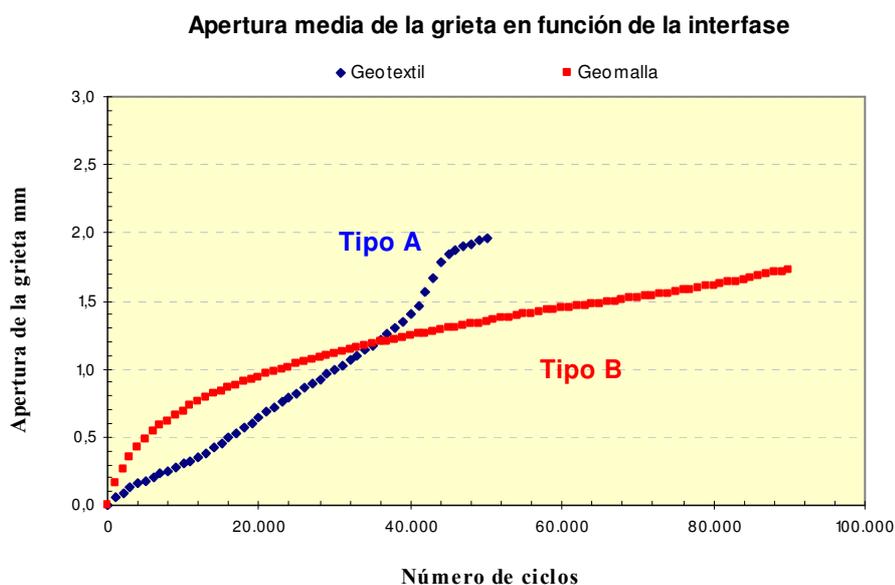


Figura 6.11 Desarrollo de la apertura de grieta en función de la interfase

El diferente comportamiento se puede atribuir al sistema de interfase utilizado. En el caso de la curva tipo A, como veremos más adelante, corresponde a un paso continuo de la grieta a través de la zona de interfase. Por contrario, en la curva tipo B, cuando la grieta alcanza la zona de interfase se presenta un cambio de pendiente que corresponde al codo de la curva. A partir de ese momento empieza a trabajar la interfase atenuando la velocidad de avance de la grieta hacia la parte superior de la probeta.

#### 6.4 INFLUENCIA DEL SISTEMA ANTIRREMONTE EN LA DURABILIDAD

En esta etapa del estudio se ha comparado la eficacia que tienen las diferentes soluciones, de cara a retrasar la propagación de las fisuras. Para ello, y con el fin de no introducir más variables, se ha utilizado una única dotación de ligante que corresponde a la que recomienda emplear cada productor en su sistema anti-reflexión de grietas. Los sistemas estudiados y la dotación de ligante usado en cada uno de ellos se recogen en la Tabla 6-1:

Producto	Muestra	Dotación betún residual (kg/m <sup>2</sup> )
<b>Sin geosintético</b>	Referencia	0,40
<b>Geomalla</b>	GM-1	0,35
	GM-2	1,10
	GM-3	0,35
	GM-4	0,00
<b>Geotextil</b>	GT-1	1,10
	GT-2	1,10
<b>Geocompuesto</b>	GC-1	1.10
<b>SAMI</b>	Árido calizo y betún modificado	2,80

Tabla 6-1 Soluciones ensayadas

El procedimiento de fabricación de estos sistemas y la forma de incorporar el ligante bituminoso está descrito en el Anexo IV. Tanto la mezcla empleada, como la emulsión y los procesos de fabricación son los mismos que se han utilizado en caso de adherencia. Con la salvedad de que en caso de los geotextiles, antes de su colocación, han sido previamente impregnados con el fin de acortar el tiempo de fabricación.

El número de probetas elaboradas para cada sistema fue de 3 y se conservaron a una temperatura de 20 °C, durante un periodo de tiempo no inferior a 24 horas. Los parámetros de ensayo son los indicados en la Tabla 3-4.

Como para cada uno de los materiales se disponía de tres resultados, y dado que la inclusión de todos en los gráficos podría complicar la interpretación global, se ha optado por representar un único resultado por tipo, que corresponde al valor medio. No obstante, se ha observado que para un mismo tipo de material la forma de las curvas es semejante, aunque no el número de ciclos a los que produce la rotura.

En este apartado se analiza la evolución de la amplitud y apertura las grietas, su tipo y número de fisuras de los sistemas antirremonte recogidos en tabla 4.1

#### A. PROBETAS DE REFERENCIA (SIN GEOSINTÉTICO)

El conjunto estaba formado por dos probetas de pista y en la zona de interfase se incorporó un contenido de 0,40 kg/m<sup>2</sup> de betún residual (en forma de emulsión ECR-3), sin la inclusión de geosintético.

La evolución de las grietas de la probeta, durante el ensayo, son las que se observan en la Figura 6.12. Inicialmente aparece una fisura central de mayor grosor y algunas pequeñas que la acompañan, ninguna de las cuales alcanza la superficie de la probeta. Al finalizar el ensayo, las probetas presentan una grieta en la zona central y fisuras de menor tamaño junto a ella (Figura 6.13).

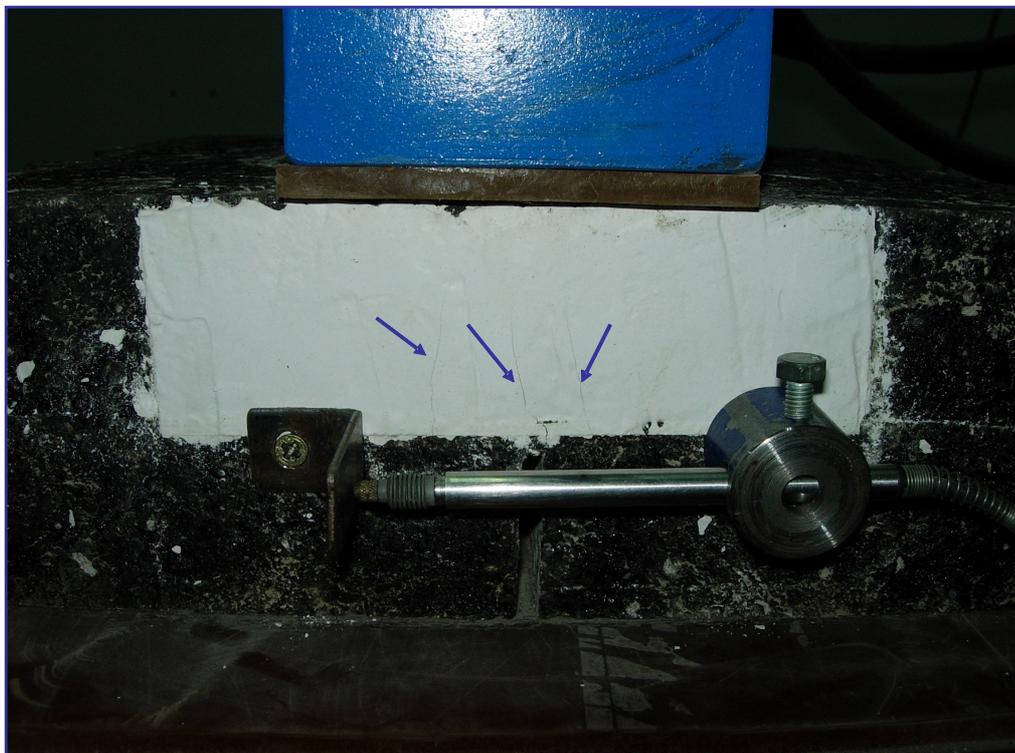


Figura 6.12 Fotografía durante el ensayo dinámico. Ciclo 5000

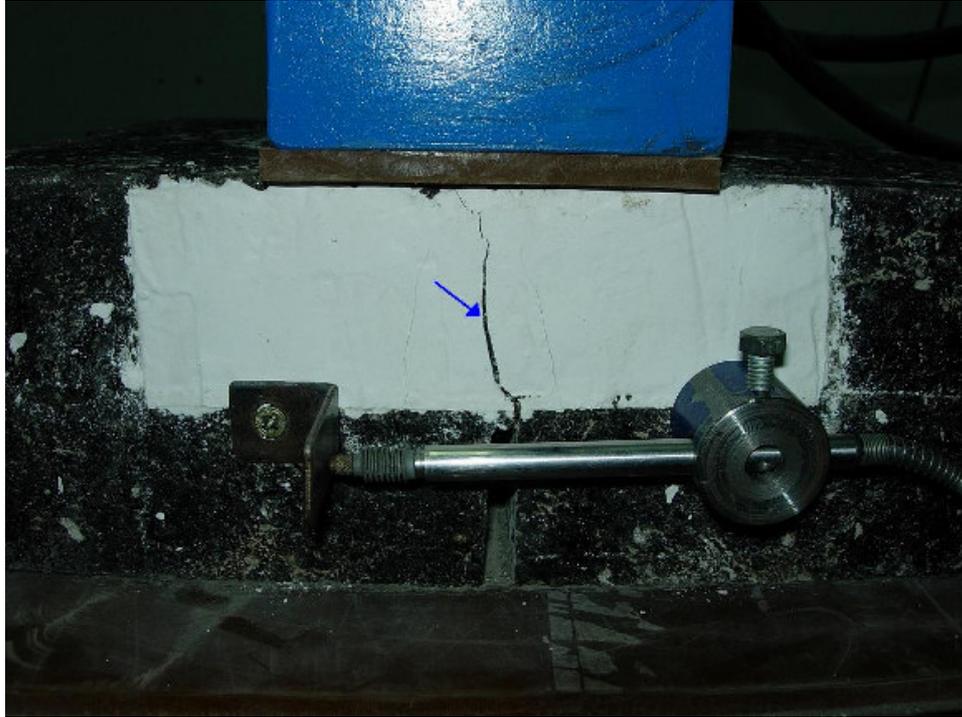


Figura 6.13 Fotografía durante el ensayo dinámico. Ciclo 22.000

En la Figura 6.14 y Figura 6.15 se puede observar que la apertura de grieta no presenta un cambio apreciable de pendiente en la zona 1 que nos indique el paso de la fisura refleja a través de la zona de interfase. Esto significa que el riego hace que ambas probetas trabajen en conjunto frente a las sollicitaciones.

Según el criterio de fallo comentado anteriormente, el sistema ha resistido un número medio de 18.000 ciclos, correspondiente a una amplitud de grieta de 0,1 mm.

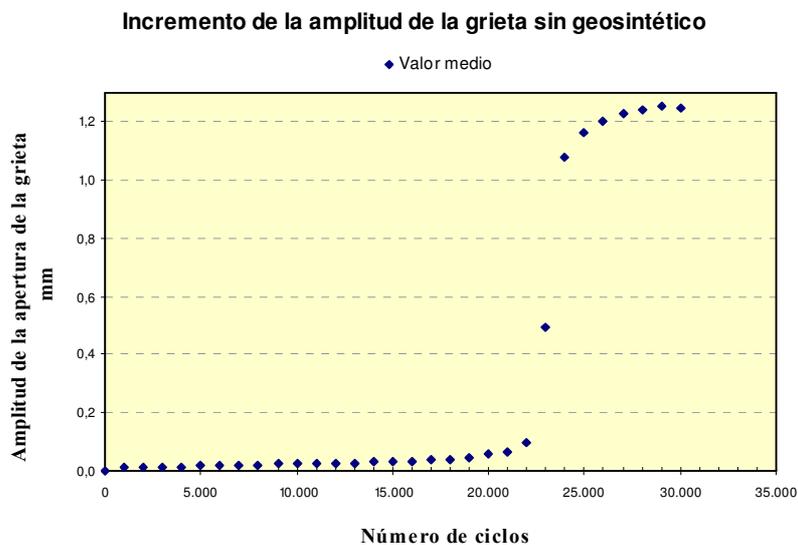


Figura 6.14 Curva del incremento de la amplitud de la grieta

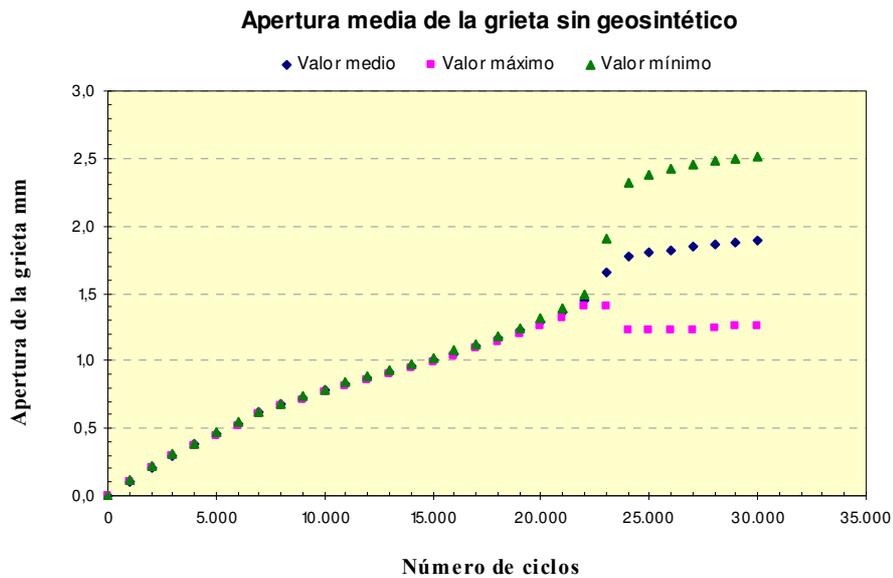


Figura 6.15 Curvas de apertura de la grieta de la muestra de referencia

## B. PROBETAS CON INTERPOSICIÓN DE GEOSINTÉTICOS (GEOTEXILES)

En este caso, el conjunto estaba formado por dos probetas de pista y en la zona de interfase se incorporó el geotextil con un contenido de 1,10 kg/m<sup>2</sup> de betún residual. La evolución de las grietas durante el ensayo es la que se puede apreciar en la Figura 6.16.



Figura 6.16 Grietas durante el ensayo dinámico geotextil Ciclo 35.000

Para este tipo de material, en la fase inicial del ensayo, se desarrolla un grupo de pequeñas fisuras, con una fisura central de grosor algo mayor que las demás.

Con el avance del ensayo, todas las fisuras incrementan su longitud y su espesor, pero la grieta central, que es la que predomina sobre las demás, se desarrolla en vertical hasta la superficie (Figura 6.17), mientras que las exteriores se van inclinando hacia el centro, a medida que progresan.

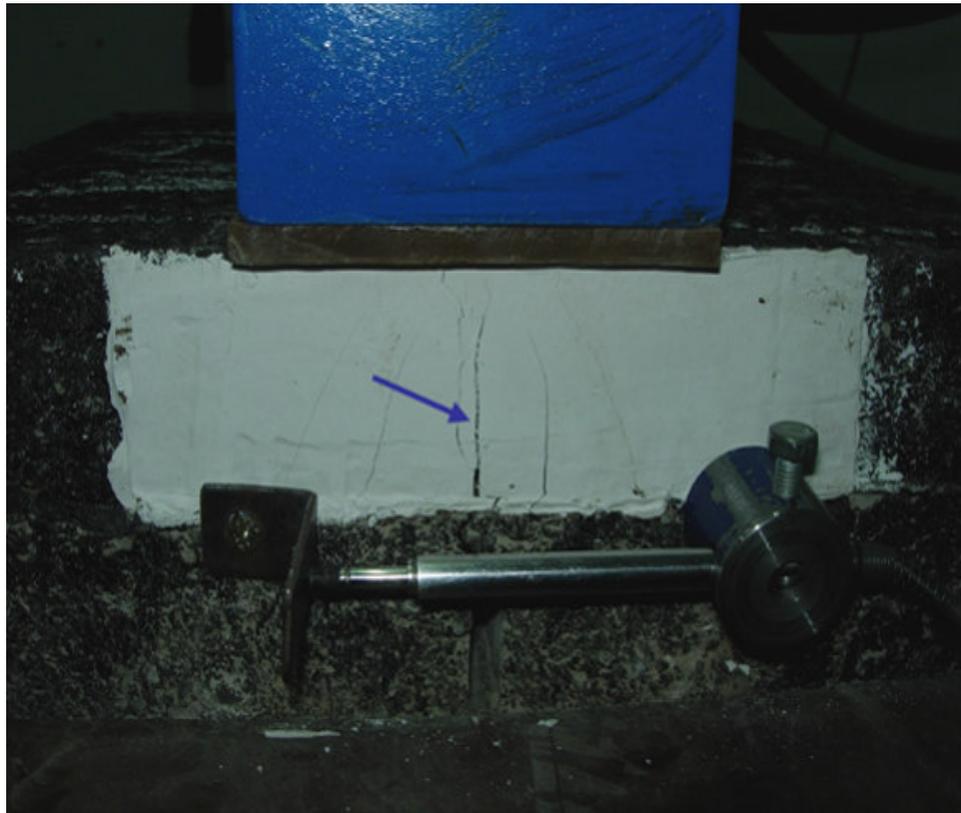


Figura 6.17 Grieta principal durante el ensayo dinámico geotextil. Ciclo 85.000

En este caso el tamaño de la grieta, al superar la zona de fallo 3, es de menor magnitud que la del material sin geosintético.

Si se analiza la curva que representa la evolución del tamaño de grieta, Figura 6.18 y Figura 6.19, no se observa un cambio de pendiente en la zona 1, por lo que no se puede apreciar el paso de la fisura refleja a través de la interfase.

En este caso, el número de ciclos medio alcanzado fue de 42.000, que es del orden del doble de la solución sin geosintético, por lo que parece claro su efecto beneficioso.

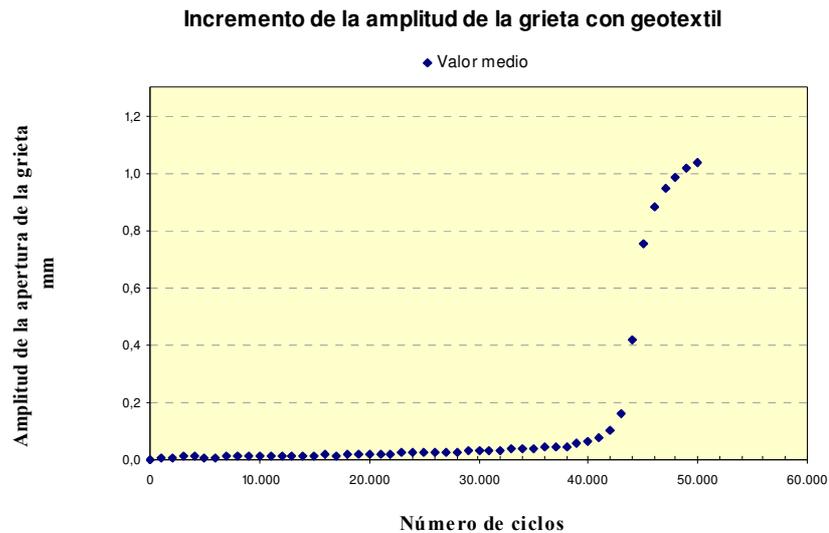


Figura 6.18 Desarrollo de la amplitud de la grieta con geotextil

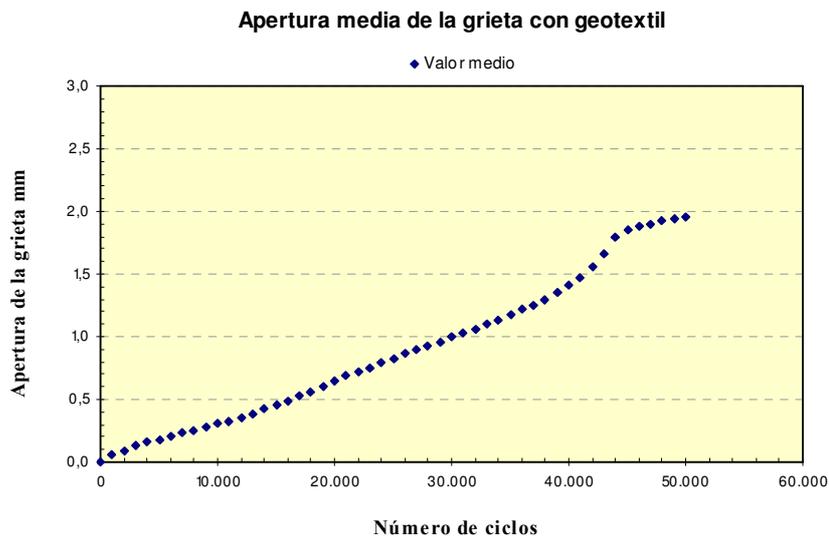


Figura 6.19 Desarrollo para la apertura de la grieta para un geotextil

### C. PROBETAS CON INTERPOSICIÓN DE GEOSINTÉTICOS (GEOMALLA)

Para estudiar esta tipología se emplearon cuatro tipos de geomallas:

- Una geomalla de poliéster con geotextil ultraligero (GM-1)
- Una geomalla de poliéster (GM-2)
- Una geomalla de polivinil alcohol (GM-3)
- Una geomalla de fibra de vidrio (GM-4)

El tipo de grieta que aparece en las probetas de los cuatro productos anteriores es semejante. Su tipología y evolución se puede observar en la Figura 6.20 y Figura 6.21.



Figura 6.20 Grietas que se originan en un sistema con GM-1. Ciclo 10.000

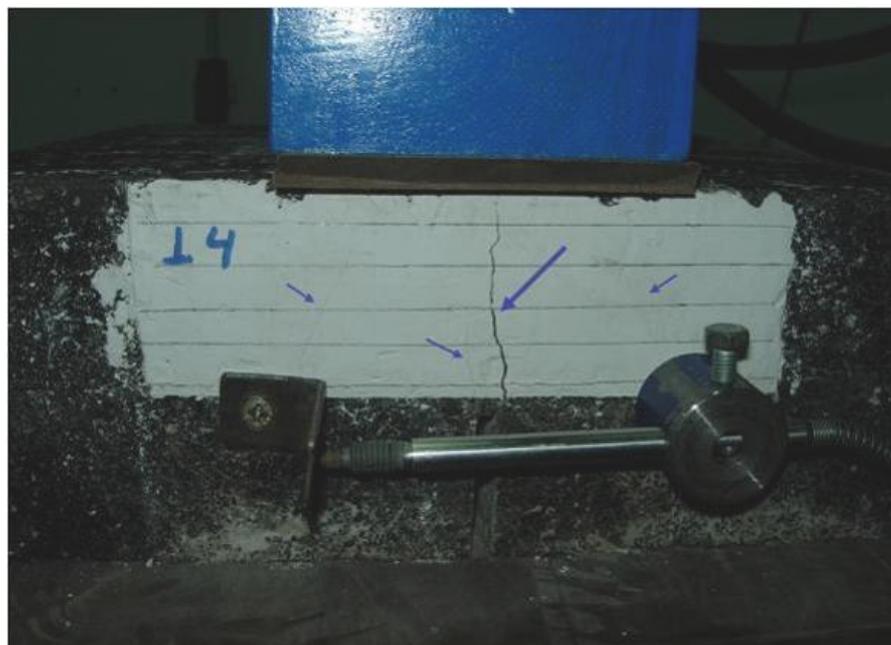


Figura 6.21 Grieta principal. GM-1. Ciclo 90.000

Las grietas se desarrollan claramente diferenciadas, hay una grieta principal central y unas grietas pequeñas que la acompañan. El patrón de grietas observado (la posición y el número de fisuras) parece ser una característica propia del material empleado en la interfase (geomalla o geotextil).

Si se analiza la Figura 6.22 y Figura 6.23, la curva que representa la apertura de grietas, presenta un cambio en la pendiente en los primeros ciclos.

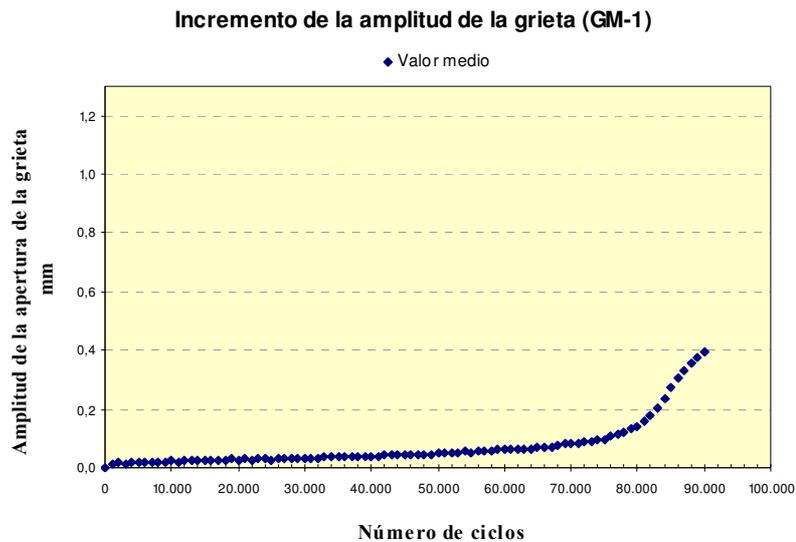


Figura 6.22 Desarrollo de la amplitud de la grieta (GM-1)

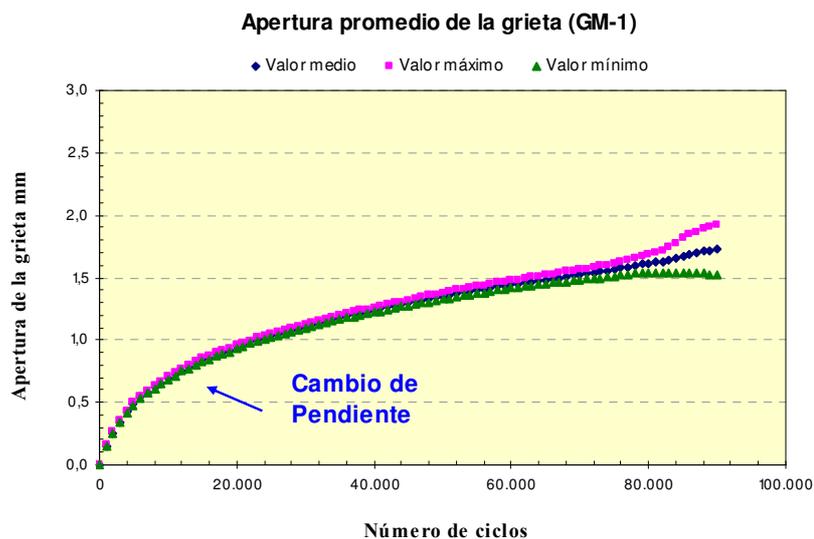


Figura 6.23 Desarrollo de la apertura de grieta para GM-1

Esto significa que antes de que se establezca la pendiente, la grieta aún no alcanzaba la zona de interfase. Posteriormente la geomalla comienza a trabajar y atenúa el avance de la grieta hacia la parte superior de la probeta. Es decir, que a medida que la fisura se aproxima desde la parte inferior a la zona de interfase, la geomalla ya está atenuando el desarrollo de la misma. Esto supone un cambio de comportamiento con respecto a los materiales utilizados anteriormente (curva tipo A), en los cuales no se observa este comportamiento.

La geomalla continúa actuando a partir del ciclo en el se produce este cambio de pendiente, en el cual la fisura ha atravesado la interfase, y su influencia irá aumentando en la medida que se incremente el espesor de la fisura y por lo tanto el alargamiento de la geomalla.

El número de ciclos alcanzado por cada uno de estos productos ha sido variable, oscilando desde 75.000 hasta 220.000 en función del tipo de geomalla utilizada. Pero en todos los casos han superado la vida alcanzada por los sistemas sin geosintético y con geotextil.

#### D. PROBETAS CON INTERPOSICIÓN DE GEOCOMPUESTO (GC-1)

En este caso, el conjunto estaba formado por dos probetas de pista y en la zona de interfase se incorporó el geotextil de polipropileno reforzado con una malla de fibra de vidrio, con un contenido de 1,10 kg/m<sup>2</sup> de betún residual.

La evolución de las grietas durante el ensayo son las que se pueden apreciar en la Figura 6.24. Para este tipo de sistema, en la primera parte del ensayo, se desarrollan un grupo de pequeñas fisuras, con una fisura central de grosor algo mayor que las demás. Las fisuras exteriores presentan una inclinación desde los puntos exteriores hacia el centro superior de la probeta.

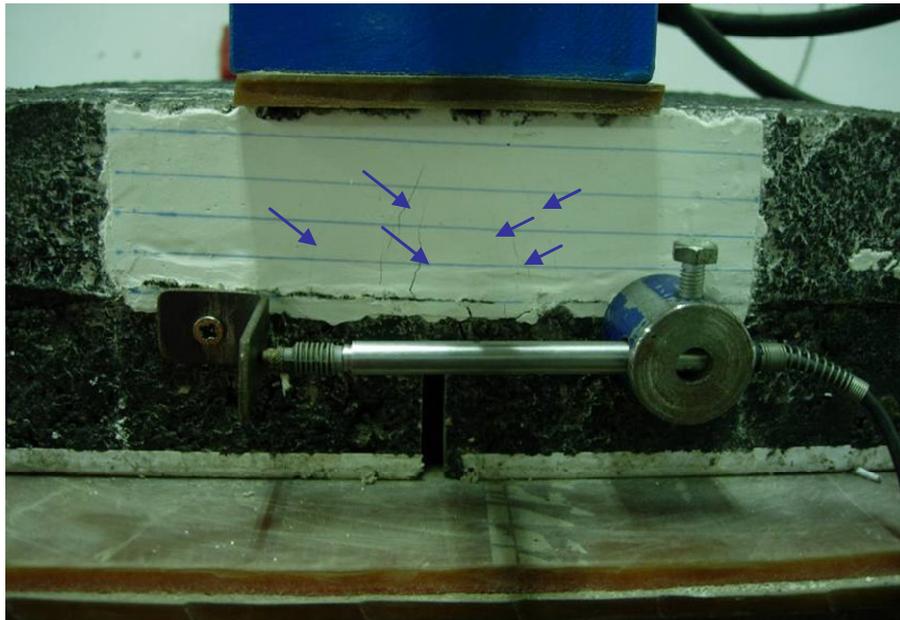


Figura 6.24 Grietas durante el ensayo de carga cíclica. Ciclo 36.000

De acuerdo con los ensayos realizados, la posición y el número de fisuras parecen ser dos características propias de los sistemas que utilizan en la zona de interfase un geosintético de este tipo.

Con el avance del ensayo, como en los casos anteriores, la grieta central es la que predomina sobre las demás, alcanzando la parte superior (Figura 6.25). Si comparamos esta

muestra con la muestra de referencia, la amplitud de la grieta al inicio de la zona 3 es de menor magnitud, debido al efecto del geocompuesto.

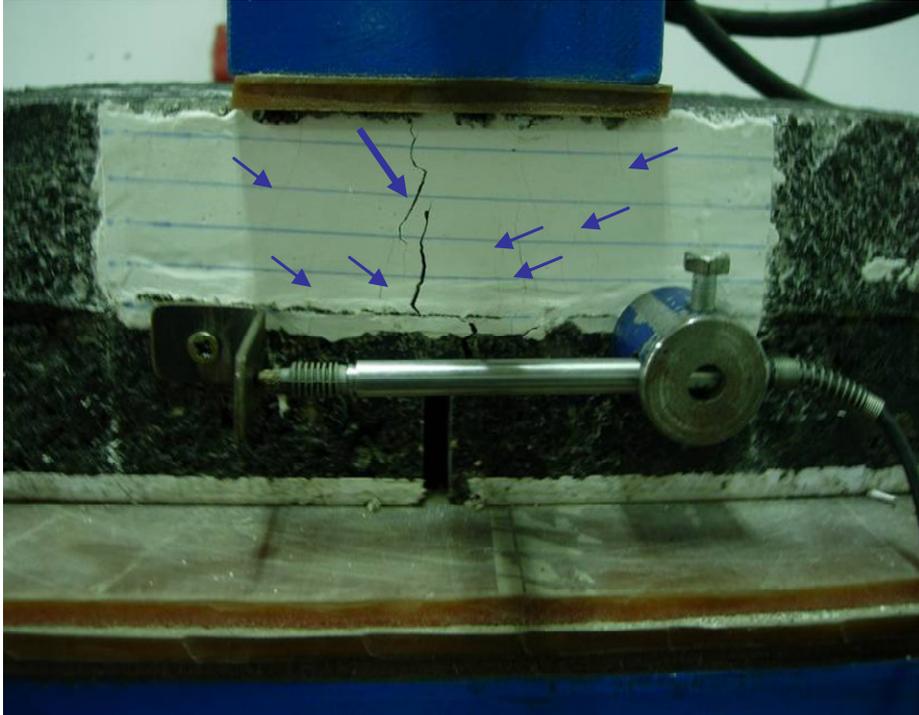


Figura 6.25 Grieta principal durante el ensayo de carga cíclica. Ciclo 150.000

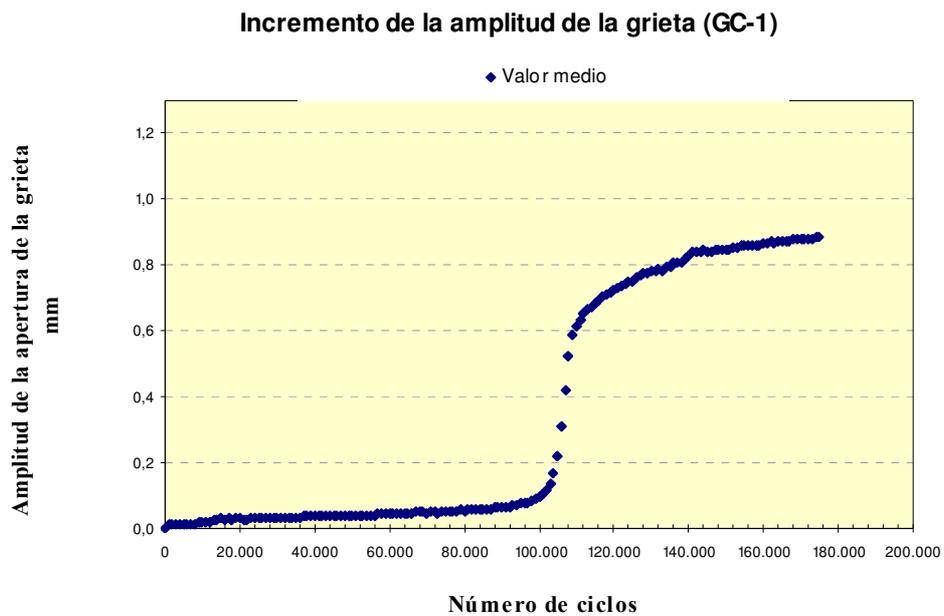


Figura 6.26 Evolución de la amplitud de la grieta (GC-1)

Si se analiza la Figura 6.26 y Figura 6.27, la apertura de grieta inicialmente presenta un cambio de pendiente. Este cambio de pendiente se justifica debido por la presencia de la geomalla de fibra de vidrio. El número de ciclos alcanzado al final de la zona 1 es de 100.000, superando con creces la vida alcanzada por los sistemas sin geosintéticos.

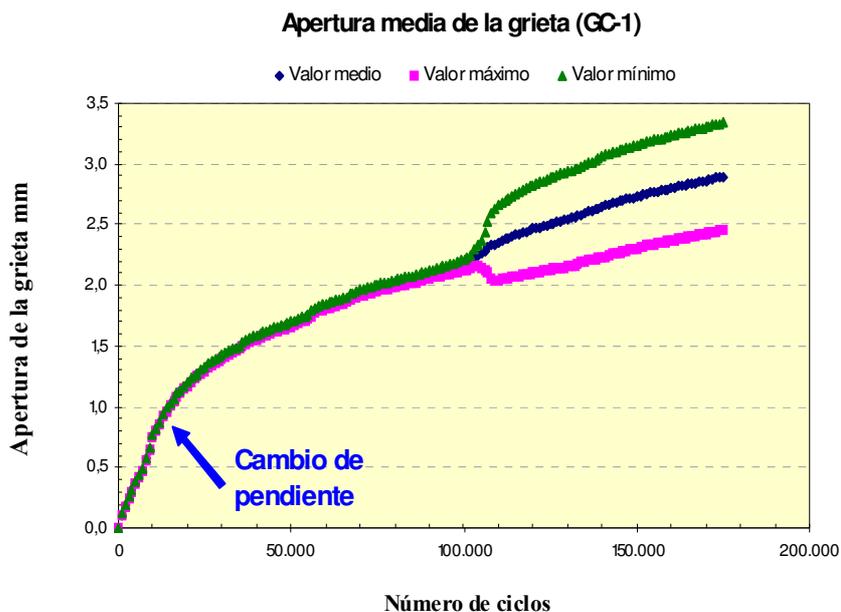


Figura 6.27 Curva de la evolución de la amplitud de apertura de la grieta (GC-1)

## E. FABRICACIÓN DE PROBETAS CON INTERPOSICIÓN DE UN SISTEMA SAMI

Un SAMI, Stress Absorbing Membrane Interlayer, constituye una capa aliviadora de los esfuerzos inducidos por las fisuras existentes en una capa subyacente y que tratan de reflejarse en las capas superiores.

Para confeccionar esta interfase, se utilizó un betún modificado BM-4 (especificaciones en Anexo I) y un árido calizo con granulometría 10-8 mm, a fin de constituir una membrana, en la interfase, que absorba los esfuerzos. La dotación de betún fue de 2,80 kg/m<sup>2</sup> y la de árido de 7 kg/m<sup>2</sup>.

El tipo de grieta que se presenta durante y al final del ensayo es la que se señala en las Figura 6.28 y Figura 6.29 respectivamente. En ella hay un conjunto de fisuras alrededor de una grieta principal, que es en definitiva la que causa el fallo.

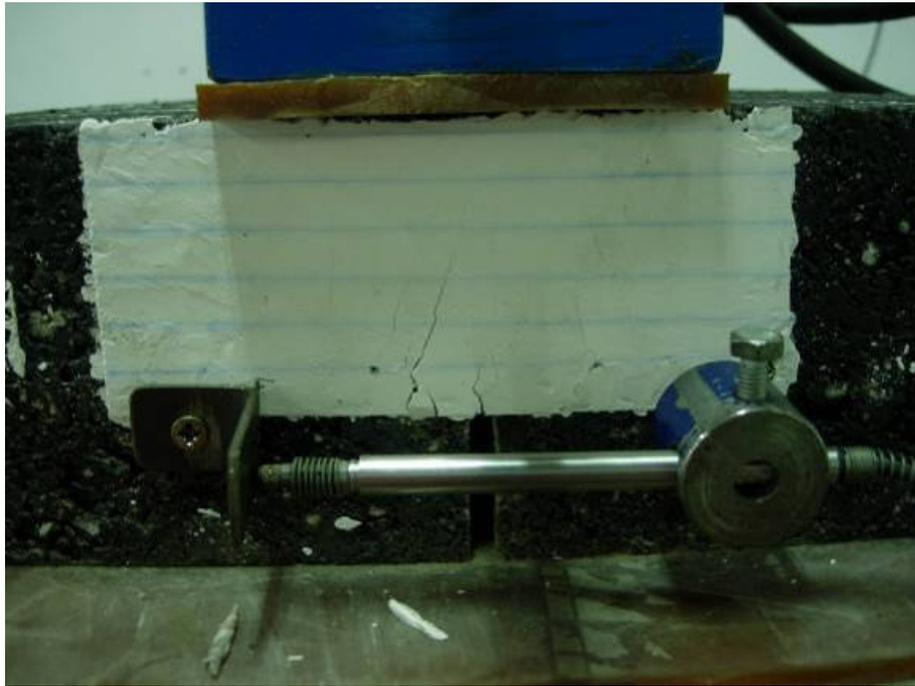


Figura 6.28 Grieta durante el ensayo. SAMI Ciclo 25.000

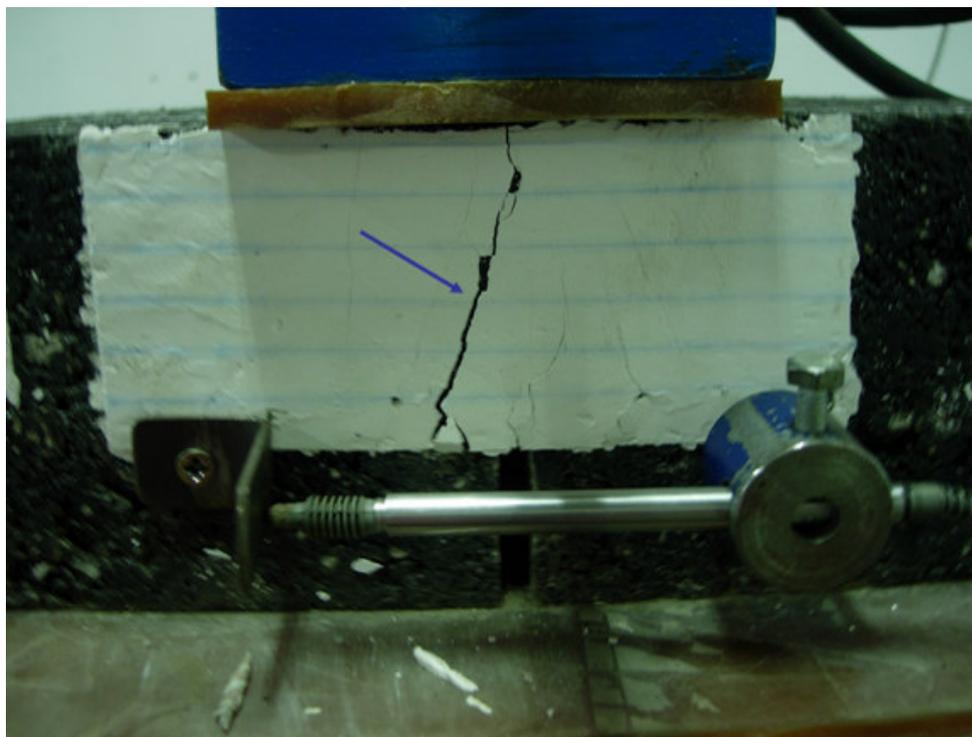


Figura 6.29 Grietas al final del ensayo. SAMI Ciclo 91.000

Si se analiza Figura 6.30 y la Figura 6.31, se observa que la curva de apertura de grietas presenta un cambio de pendiente, similar al que ocurre cuando se utiliza en la zona de interfase una geomalla.

El número de ciclos medio alcanzado fue de 50.000. Este número es muy superior a la solución sin geosintético y parecida a la solución con geotextil.

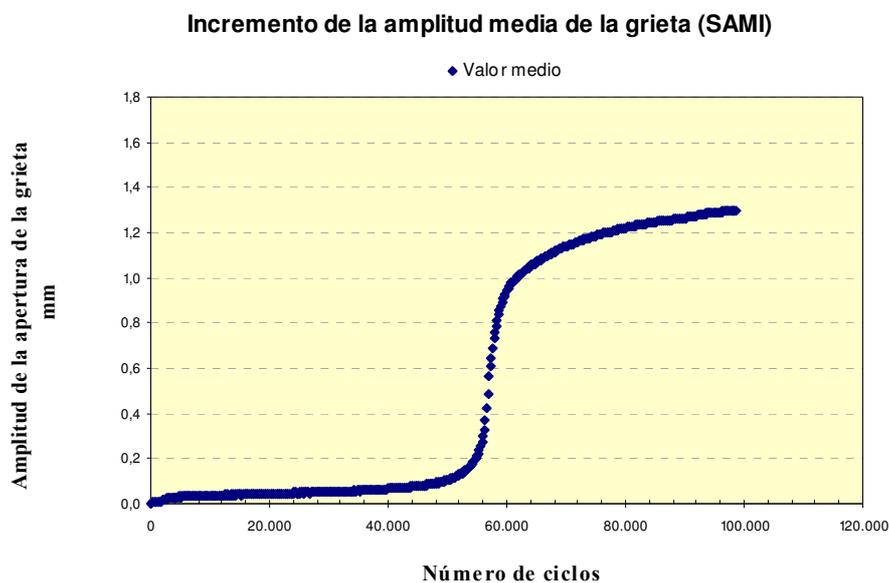


Figura 6.30 Incremento de la amplitud

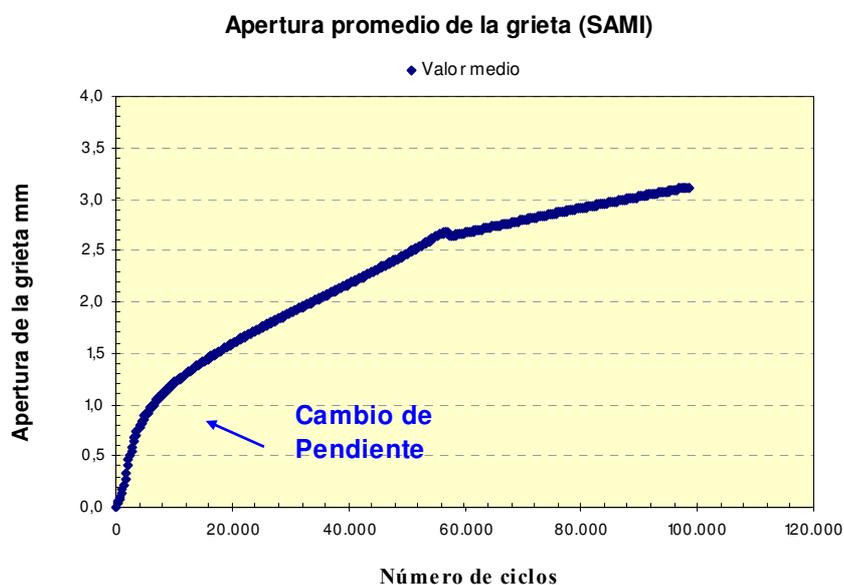


Figura 6.31 Desarrollo de la apertura de la grieta. SAMI

## F. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS DIFERENTES SISTEMAS

Los resultados de todas las probetas ensayadas están recogidos en el Anexo VI. En la Figura 6.32 se representa el número medio de ciclos resistidos hasta la rotura, utilizando como criterio de fallo una amplitud de grieta de 0,1 mm.

En algunos casos se han obtenido dispersiones significativas en los resultados. En la mayor parte de los casos el resultado representado es la media de tres ensayos, aunque en algunos únicamente corresponde a dos.

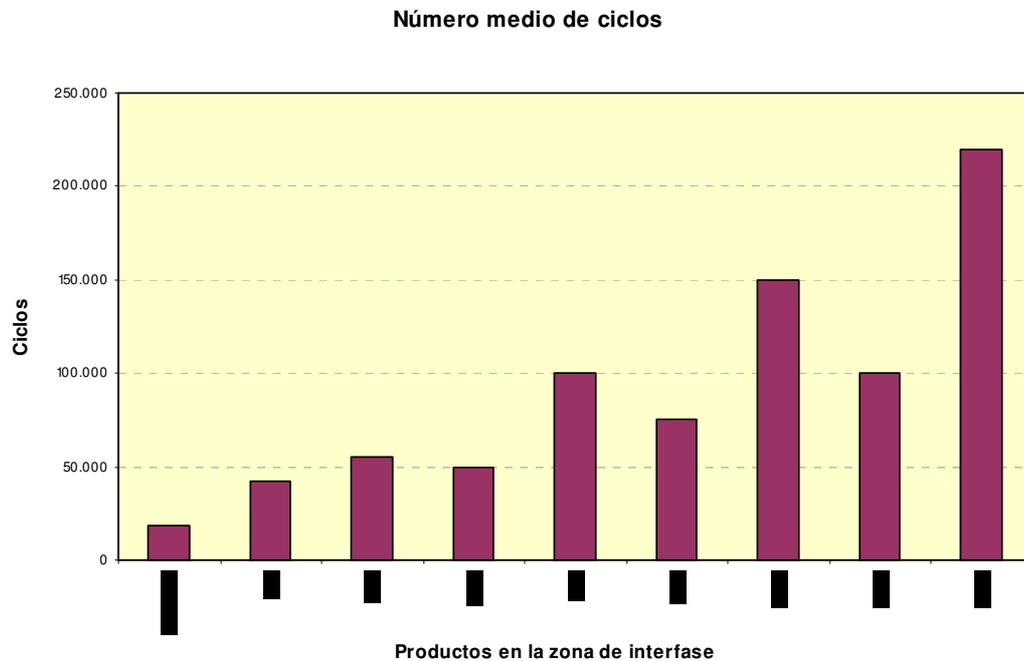


Figura 6.32 Número medio de ciclos resistidos hasta la rotura

Si se analizan los datos representados en la figura anterior, se puede indicar lo siguiente:

- Se observa que el ensayo es sensible al material antirremonte utilizado en la interfase, moviéndose en un rango que oscila entre los 16.000 y 220.000 ciclos.
- Que todos los sistemas antirremonte se comportan mejor que el de referencia (sin la inclusión de geosintético).
- El comportamiento del sistema SAMI utilizado, y de los dos geotextiles de polipropileno presentan un comportamiento semejante. La durabilidad frente a la propagación de las grietas reflejas es del orden de dos a tres veces superior a la que tiene la probeta de referencia.
- En el caso de los sistemas con geomallas, de las que se han analizado cuatro productos, el comportamiento es dispar. En primer lugar todos los sistemas suponen una mejora importante con respecto a los materiales comentados anteriormente: Referencia, SAMI, y geotextiles. Con respecto al material de

referencia, todos ellos superan en al menos cinco veces el número de ciclos resistidos.

- El geocompuesto (GC-1) y la geomalla de polivinil alcohol (GM-3) tienen un comportamiento algo mejor que la de poliéster (GM-1). En el caso de la geomalla de poliéster revestida con betún (GM-2), el número de ciclos resistidos supera en un 50% a las anteriores.
- En último lugar con la geomalla de fibra de vidrio (GM-4), que es con la que se obtiene los mejores resultados, resiste entre una vez y media y dos veces y media los ciclos resistidos por los otros tipos de geomallas.

Para tratar de explicar el diferente comportamiento de las geomallas es importante resumir los resultados recogidos en el Anexo II-B, referente a las curvas de rotura a tracción.

En la Figura 6.33 se representan las curvas de comportamiento que relacionan carga-deformación. Es interesante observar dos cosas: la carga máxima de rotura y la pendiente que tienen las curvas, que se corresponde con la definición de módulo secante.

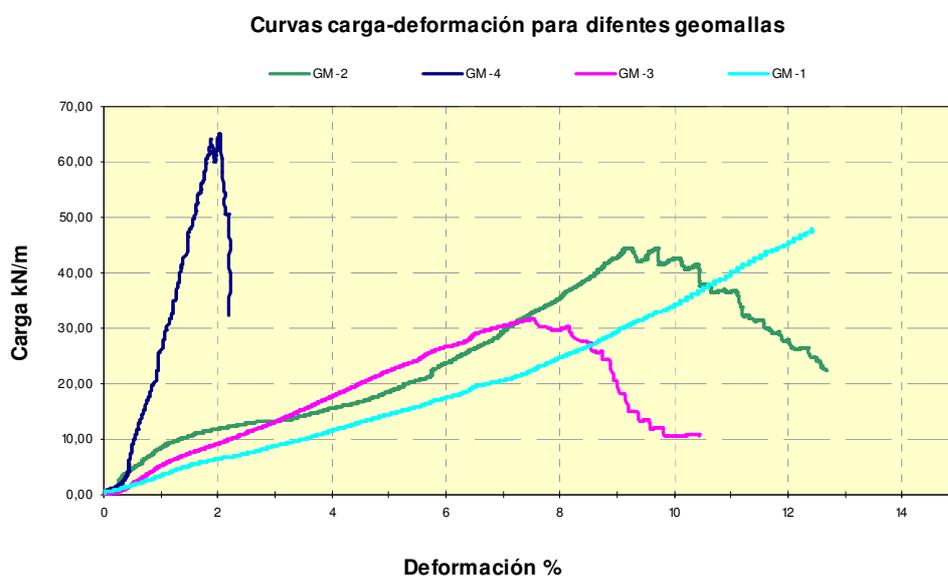


Figura 6.33 Gráfica de carga deformación de los diferentes geosintéticos ensayados

Con respecto a la carga de rotura, el material que presenta un valor más alto es la fibra de vidrio (GM-4); posteriormente se encuentran la geomalla de poliéster GM-1 y algo por debajo la de poliéster (GM-2), y la de polivinil alcohol (GM-3) que presenta una menor carga de rotura. El área encerrada por las curvas también es importante, ya que da una idea de la energía disipada hasta la rotura. En este caso la de poliéster necesita una gran deformación

para que se produzca la rotura; en cambio, la fibra de vidrio rompe a una deformación mucho menor.

Con respecto al módulo secante, que corresponde a la pendiente de la curva, el material que presenta un mayor módulo es la de fibra de vidrio y la que presenta un módulo menor es la de fibra de poliéster (GM-1). En la Tabla 6-2 se recogen los valores de la resistencia a la tracción (F) y el módulo secante (Jsec) para diferentes grados de alargamiento.

Hay que recordar que la resistencia a tracción de estos productos se define como la resistencia por unidad de anchura, en kilonewton metro, y el módulo secante se define como el cociente entre la carga por unidad de anchura y el valor de su deformación.

<b>Carga y módulo para distintas deformaciones</b>						
Material	F en 2%	F en 5%	F en 10%	Jsec 2%	Jsec 5%	Jsec 10%
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
GM-1	6,41	14,48	34,00	320,48	289,48	340,04
GM-2	11,85	18,56	42,58	592,68	371,15	245,77
GM-3	9,15	22,31	10,58	457,41	446,18	105,84
GM-4	64,18	--	--	3209,02	--	--

Tabla 6-2 Cargas y módulos para diferentes deformaciones

Si se relacionan los valores de la resistencia a tracción (F) y el módulo secante con los resultados de los ensayos de durabilidad, se podría explicar el comportamiento de los diferentes geosintéticos.

Es importante recordar que la transmisión de las grietas está más relacionada con la fuerza que opone la malla para una pequeña deformación, correspondiente a la que se produce en la zona de intercapa, que con la resistencia máxima a rotura que puede llegar a alcanzar la misma. De hecho, durante el ensayo de remonte no se ha roto ninguna de las geomallas utilizadas, pero en todos los casos la grieta se ha reflejado en la superficie.

Para el espesor de mezcla de 5 cm utilizado, la aparición de la grieta principal en la superficie se produce cuando la deformación de la fibra inferior es del orden del 1,2%. Este nivel de deformación se encuentra muy alejado de las deformaciones de rotura de las geomallas. Las tensiones que pueden absorber las geomallas están en función de la deformación a la que son sometidas; por lo tanto, tiene más interés la pendiente inicial que presentan las curvas que los valores máximos de resistencia a rotura.

En la Figura 6.34 y en la Tabla 6-3 se indican las tensiones a que está sometida la geomalla para la deformación (1,2 %) que produce la aparición de la grieta en la superficie.

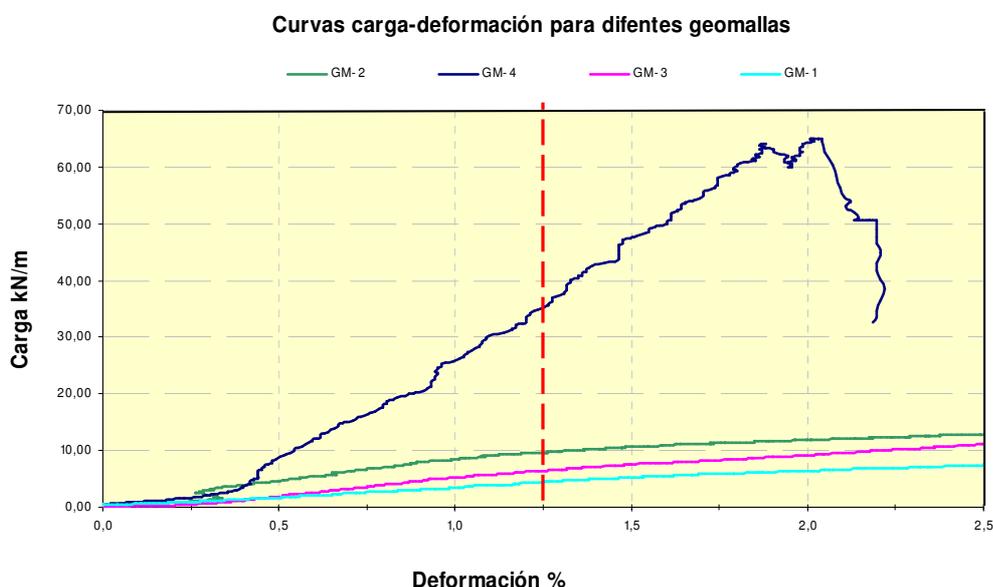


Figura 6.34 Curvas del ensayo de tracción para diferentes geomallas

Geosintético	F en 2% kN/m	Deformación mezcla bituminosa, %	Carga kN	Resistencia tracción ( $\alpha$ ) kN/m
GM-1	6,41	1,2	0,9	4,3
GM-2	11,85	1,3	2,3	10,0
GM-3	9,15	1,2	1,5	6,3
GM-4	64,18	1,2	7,6	35,1

Tabla 6-3 Resistencia a tracción de los geosintéticos para la deformación de la mezcla

Lo anterior puede explicar el comportamiento de los distintos tipos de geomallas. En todos los casos las geomallas de mayor módulo han resistido más ciclos.

En concreto la geomalla de fibra de vidrio (GM-4), que es la que tiene un mayor módulo, es también la que opone una mayor resistencia, 35,1 kN/m para una deformación dada (1,2 %).

Por ejemplo, si se comparan las de poliéster (GM-1) con la de polivinil alcohol (GM-3), se obtienen mejores resultados en la segunda, 6,3 kN/m, frente a los 4,3 kN/m de la primera, aunque la carga de rotura de la GM-1 es mayor que la de la GM-3.

Es muy importante indicar que las observaciones anteriores solo tienen validez para los productos comerciales analizados. El módulo determinado es función de dos variables: la materia prima constituyente (fibra de vidrio, poliéster etc.) y la geometría empleada (apertura

de cuadrícula). Es decir, fundamentalmente dependería del tipo de material y de la sección resistente total de las hebras por metro longitud. Para aumentar el módulo bastaría con aumentar la sección resistente total, lo que se puede lograr de dos maneras: la primera manteniendo la geometría pero aumentando la sección de las hebras, la segunda se lograría manteniendo la sección de las hebras pero disminuyendo el tamaño de cuadrícula (mayor número de hebras por metro).

## 6.5 INFLUENCIA DE LA DOTACIÓN DE RIEGO DE ADHERENCIA EN LA DURABILIDAD

Del mismo modo que con el ensayo de adherencia, se trató de evaluar cómo influía la variación del contenido de ligante residual en la eficacia del sistema antirremonte de fisuras.

El análisis se efectuó bajo tres sistemas diferentes:

- Sin geosintético en la zona de interfase (muestra de referencia).
- Con una geomalla de poliéster (muestra GM-1).
- Con un geotextil de polipropileno (muestra GT-1).

Los contenidos de ligante residual que se aplicaron para cada sistema fueron fijados de acuerdo al estudio de los ensayos de adherencia y las recomendaciones del fabricante:

Muestra	Dotación betún residual (kg/m <sup>2</sup> )
Referencia	0,30 – 0,50 – 0,70 – 0,90
GM-1	0,10 – 0,30 – 0,50 – 0,70
GT-1	0,50 – 0,70 – 0,90 – 1,30

Tabla 6-4 Dotaciones de ligante utilizadas en el estudio

Tanto la mezcla empleada como la emulsión y los procesos de fabricación y ensayo son los mismos que se han descrito en los apartados anteriores. Los resultados pormenorizados de los tres sistemas están recogidos en el Anexo VI.

### A. SISTEMA DE REFERENCIA (SIN GEOSINTÉTICO)

En la Figura 6.35 se representan los resultados relativos a las probetas del material de referencia.

La gráfica muestra una curva de tendencia sobre cuatro puntos, de los que tres corresponden a contenidos ligantes de 0,1 kg/m<sup>2</sup>; 0,3 kg/m<sup>2</sup> y 0,5 kg/m<sup>2</sup>, y el cuarto punto, 0,4 kg/m<sup>2</sup>, corresponde al estudio del apartado 6.4.

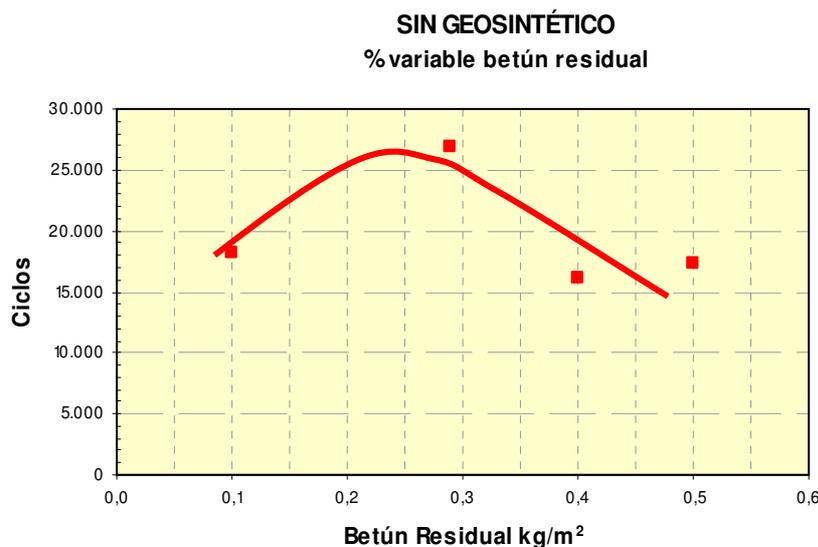


Figura 6.35 Influencia del contenido de betún en la durabilidad en la muestra de referencia

De acuerdo con la gráfica anterior, se puede observar que el ensayo es sensible a la variación del contenido de ligante. El óptimo se encuentra en las proximidades del  $0,3 \text{ kg/m}^2$  de ligante, valor cercano al utilizado habitualmente para los riegos de adherencia.

#### B. SISTEMA CON GEOMALLA DE POLIÉSTER (GM-1)

Los resultados de este material se encuentran representados en la Figura 6.36. También en este caso el ensayo es sensible a la dotación de ligante utilizada para fijar la geomalla. Con respecto al óptimo, éste podría encontrarse en el entorno de  $0,4 \text{ kg/m}^2$  y corresponde a dotaciones algo superiores a las habitualmente utilizadas para su puesta en obra, y a las del valor obtenido en el ensayo de adherencia.

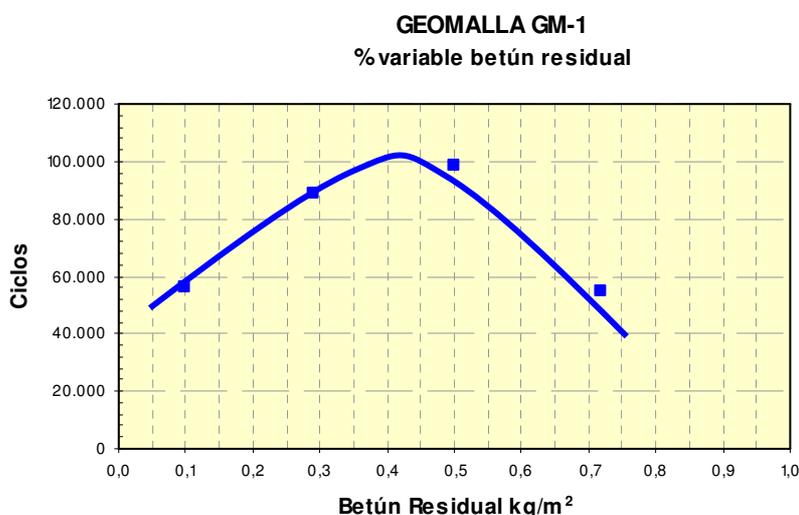


Figura 6.36 Influencia del contenido de betún en la durabilidad de la geomalla GM-1

### C. SISTEMA CON GEOTEXTIL DE POLIPROPILENO (GT-1)

Los resultados de este material se encuentran representados en la Figura 6.37. En este caso, la influencia del contenido de ligante es muy pequeña, al menos dentro del rango de estudio. Por lo que resulta muy complicado fijar una dotación óptima. No obstante, los mejores resultados se han logrado para una dotación del orden de  $1,2 \text{ kg/m}^2$  que está próximo al recomendado por el fabricante. Esta falta de sensibilidad frente al contenido de ligante ya se había puesto de manifiesto en el ensayo de adherencia, en las que las curvas eran prácticamente planas.

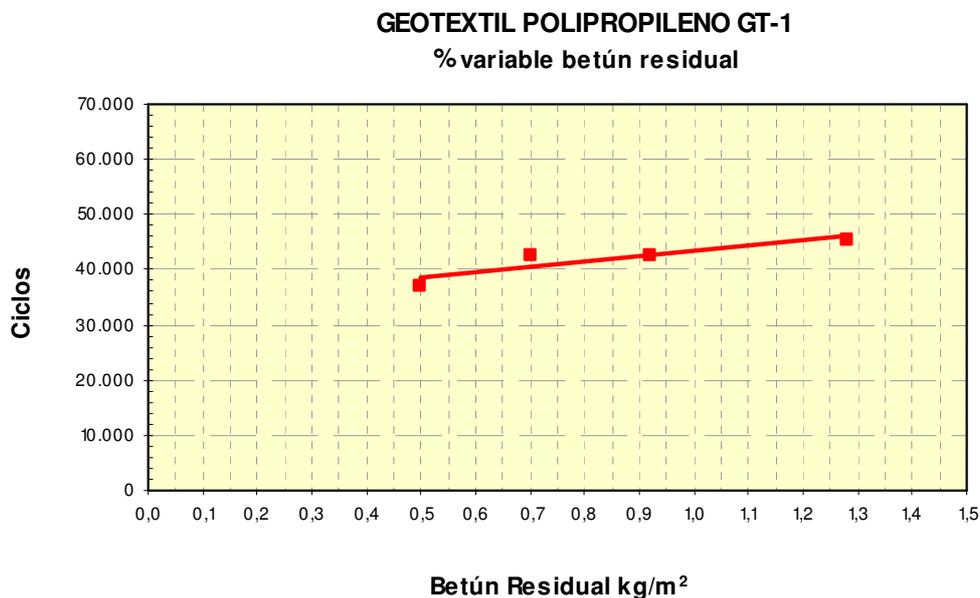


Figura 6.37 Influencia del contenido de betún en la durabilidad en un geotextil GT-1

### 6.6 INFLUENCIA DEL SOLAPE EN UNA GEOMALLA DE POLIÉSTER

En los procesos constructivos en los que se dispone un elemento retardador de fisuras, y debido a que el material se suministra en rollos que no cubren toda la superficie de la carretera, es habitual solapar el material. En concreto, con la geomalla de poliéster (GM-1), que es de la que se dispone de más información, se suele disponer un solape de más de 10 cm, por lo que para este estudio se seleccionó esta geomalla, aplicándole una dotación de betún residual  $0,45 \text{ kg/m}^2$  y el solape indicado. El proceso de fabricación y montaje se encuentra desarrollado en el Anexo IV.

La curva de característica de abertura de la fisura en la probeta con solape se muestra en la Figura 6.38 y Figura 6.39.

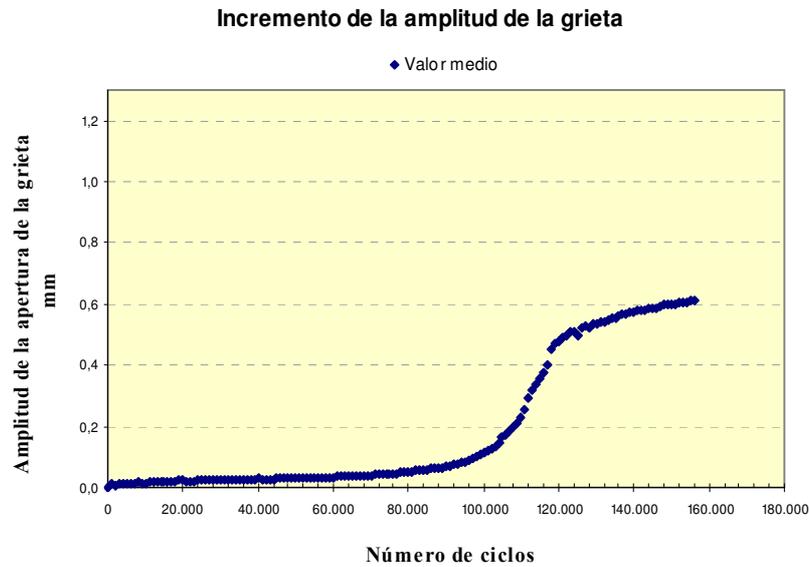


Figura 6.38 Incremento de la amplitud de la grieta solape

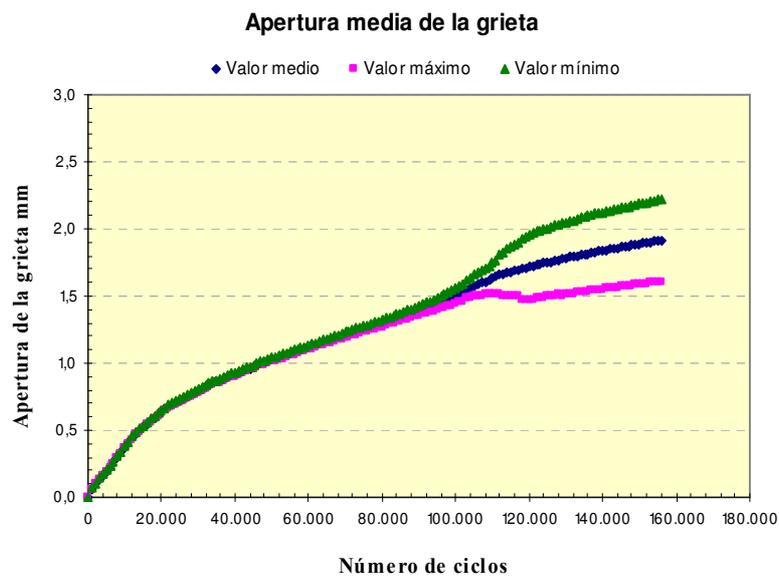


Figura 6.39 Características de una rotura con solape de un geosintético

La evolución de la apertura de la grieta tiene un comportamiento similar al que presenta la geomalla sin solape, en lo que se refiere a la forma de las curvas, distinguiéndose claramente las tres zonas ya comentadas. No obstante, el número de ciclos que resiste hasta la rotura es ostensiblemente menor.

En la Figura 6.40 se puede observar el efecto del solape en la durabilidad. En este caso, la zona de solape resiste un 40% menos que la continua. No obstante, aunque este

valor es más pequeño, sigue manteniendo una durabilidad similar o superior a los sistemas SAMI y a los geotextiles cuando trabajan de forma continua.

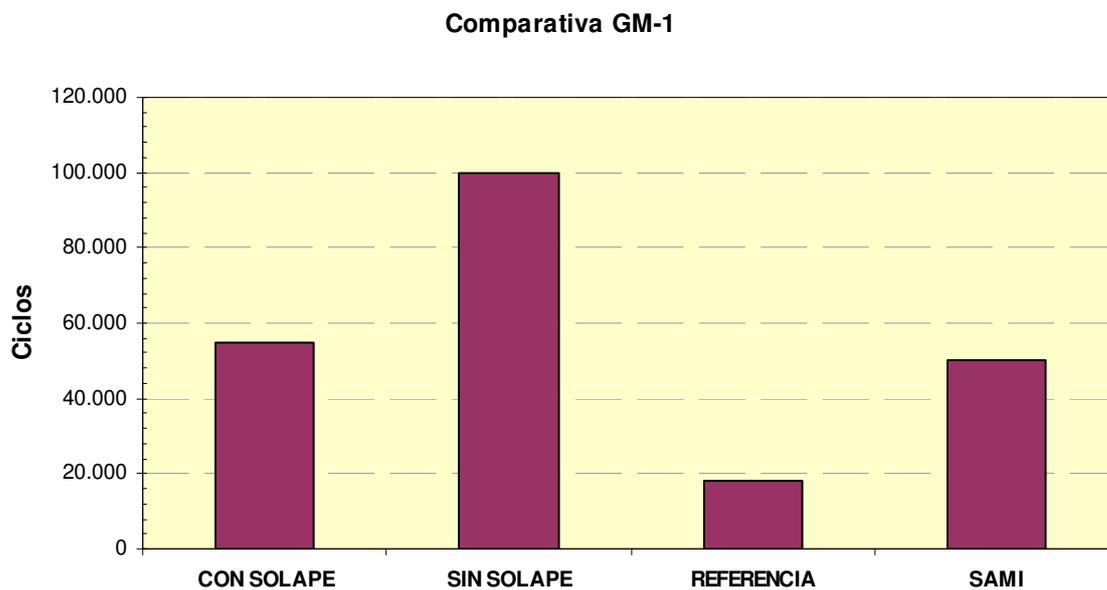


Figura 6.40 Comparativa de la GM-1 con y sin solape

Aunque en esta tesis no se puede recoger, puesto que aún no se ha comprobado, es muy probable que se pueda mejorar el funcionamiento de la zona de solape si se realiza un riego adicional en la zona de contacto de las geomallas.

## 7. CONCLUSIONES

### 7.1 CONCLUSIONES PARCIALES

En este punto se recoge un resumen de las principales conclusiones que se han reseñado a lo largo de esta investigación. Estas se han desglosado en tres apartados en función de los tipos de ensayos utilizados:

#### Ensayos para medir la influencia de la temperatura

- El efecto de la temperatura es mayor en los geotextiles de polipropileno que en la geomalla de poliéster.
- Temperaturas superiores a 165 °C resultan muy perjudiciales para los geosintéticos de polipropileno.
- Para todos los productos ensayados al aumentar la temperatura se produce una reducción de su superficie y una disminución de sus resistencias mecánicas. Para las geomallas la reducción de área es de un 8% a 135 °C y entre un 22% y 35% a 165 °C. En el caso de los geotextiles la reducción es de 14% a 135 °C y entre un 48% a un 86% a 165 °C.
- Para las geomallas, la rigidez correspondiente a una deformación del 1,2%, se mantiene prácticamente constante hasta una temperatura de 130 °C, disminuyendo un 25% cuando se eleva a 150 °C. En los geotextiles se presenta una reducción inicial de la rigidez del orden del 10% cuando se calientan hasta 130 °C, manteniéndose prácticamente constante a partir de esa temperatura hasta los 150 °C.

#### Ensayo adherencia

- La forma de rotura de las probetas es una característica propia del tipo de sistema antirremonte utilizado y de la dotación de ligante. Se ha comprobado estadísticamente que el ensayo es sensible al tipo de geosintético, así como al tipo y dotación de ligante utilizados.
- Las mayores tensiones de adherencia se han logrado con la muestra de referencia. Con las geomallas se obtienen resistencias algo más bajas y en un escalón inferior, más diferenciado, se encuentran los geotextiles.
- Buscar la máxima tensión de adherencia no sería necesario, es más correcto exigir que la adherencia supere un determinado valor. Este valor tiene que asegurar que las capas se van a mantener adheridas.
- El ensayo es sensible al tipo de ligante utilizado, obteniéndose valores de la resistencia a cortante, más elevados con la emulsión termoadherente que con la emulsión ECR-3. Con la emulsión termoadherente, en las geomallas, se

obtienen tensiones de rotura un 30% más elevadas que las correspondientes a un ligante convencional, mientras que con los geotextiles este incremento es más acusado, alcanzándose incrementos del orden del 100%.

- Se puede fijar un contenido óptimo de ligante para el material de referencia y para las geomallas; en cambio, no ha sido posible su determinación para los geotextiles.
- Los contenidos óptimos de ligante para cada material coinciden o se encuentran muy próximos a los recomendados por los distintos fabricantes.
- Una adecuada impregnación de los geotextiles puede conseguir mejorar ostensiblemente la adherencia.
- La fabricación continua de las probetas aumenta significativamente la resistencia a la adherencia de las probetas, con respecto a la fabricación discontinua.
- El ensayo de tipo dinámico, para el caso analizado, confirma la validez del ensayo estático.

#### Ensayo antirremonte

- El ensayo es sensible al tipo de interfase, a la dotación de ligante, y a las condiciones de colocación.
- La posición y el número de fisuras es una característica propia del tipo de sistema antirremonte utilizado.
- Todos los sistemas analizados retrasan el avance de la grieta refleja. Aunque los de mejor comportamiento son las geomallas, la durabilidad de estas puede ser de tres a seis veces mayor que la muestra de referencia.
- Dentro del grupo de las geomallas las que presentan un mejor comportamiento son las de mayor módulo.
- También es importante la sección de la geomalla, debido a que la rigidez y la sección resistente determinarán en definitiva el esfuerzo por unidad de longitud que puede absorber el sistema antirremonte.

## **7.2 CONCLUSIONES GENERALES**

En función de la investigación realizada y de los resultados obtenidos podemos concluir lo siguiente:

- Los geosintéticos frecuentemente utilizados (geomalla de poliéster y geotextiles de polipropileno) no presentan deterioros importantes en contacto con las mezclas bituminosas, para las temperaturas habituales de puesta en obra.

- Todos los geosintéticos ensayados retrasan la propagación de la grieta refleja. Los que mejor comportamiento tienen son las geomallas y, dentro de estas, la de mayor módulo de rigidez para bajas deformaciones.
- En general, los resultados obtenidos dependerán en gran medida de una adecuada instalación del producto.
- La efectividad del sistema estará en función de una adecuada elección del contenido de ligante y de la adherencia lograda entre capas.
- Con el procedimiento desarrollado, basado en dos ensayos mecánicos, se puede facilitar la elección del geosintético más adecuado, así como, la dotación de ligante necesaria para su puesta en obra.

### **7.3 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

Se recogen algunos aspectos a tener en cuenta de cara a completar algunos aspectos de esta tesis así como nuevas líneas relacionadas con estos productos:

- Establecer el valor mínimo de la adherencia a partir del cual no se produce deslizamiento en la zona de interfase.
- Analizar la influencia del espesor de la capa de rehabilitación en la durabilidad del firme en función del tipo de geosintético utilizado.
- Contrastar mediante ensayos dinámicos la validez del ensayo estático para otros tipos de geosintéticos.
- Determinar las dimensiones mínimas de los solapes y tratamientos de los mismos, para asegurar un comportamiento adecuado de la zona de intercapa.
- Desarrollar un modelo que permita determinar el valor de la adherencia en función de las características del ligante, tipo de mezcla y tipología del geosintético.
- Comparar el ensayo de adherencia con otros de características similares para establecer niveles de correspondencia entre resultados y comprobar si este procedimiento es más preciso.

## REFERENCIAS

- 1 AASHTO, Geotextiles Specification for Highway Applications, AASHTO Designation: M 288-00, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C (2000).
- 2 Adaska W., Luht D. (2004). "Control of Reflective Cracking in Cement Stabilized Pavements." Proceedings of the fifth International RILEM Conference, RILEM Publications S.A.R.L., pp 309-316.
- 3 Alonso Burgos A. J. (2002). "Orden circular 10/2002 sobre secciones de firme y capas estructurales de firmes. Anejo 1: Secciones de firme (Norma 6.1-IC) Anejo 2: Capas estructurales de firmes (Artículos 510, 512, 513 y 551 del PG3)".
- 4 Amini F. (2005). "Potencial Applications of Paving Fabrics to Reduce Reflective Cracking". Mississippi Department of Transportation, Mississippi.
- 5 ASTM D 4632. (1991). Standard test method for grab breaking load elongation of geotextiles.
- 6 ASTM D 6140-00. (2000). Standard method to determine asphalt retention of paving fabrics used in asphalt paving for full width application.
- 7 Barazone M. (2000). "Installing Paving Synthetics an Overview of Correct Installation Procedures (Part One)". Geotechnical Fabrics Report, Vol 18 N°2, pp 16-18.
- 8 Broek D. (1984). "Elementary Engineering Fracture Mechanics". Martinus Nijhoff Publishers. The Hague, Netherlands, pp. 16, 132, 328.
- 9 BS 598-110. Sampling and examination of bituminous mixtures for roads and other paved areas. Methods of test for the determination of wheel-tracking rate and depth. British standards institution", London, UK
- 10 Button J. (1989). "Overlay Construction and Performance using Geotextiles". Transportation Research Record, N° 1248, pp 24-33.

- 11 Button J., Lytton R. (2003). "Guidelines for Using Geosynthetics with HMA Overlays to Reduce Reflective Cracking". Information & Technology exchange centre (ITEC). Texas, USA.
- 12 Callister W. (2002). "Introducción a la Ciencia e Ingeniería de los Materiales". Reverte, Barcelona, España.
- 13 Cancela Rey M., Bardesi Otue-Echevarría A. (1995). "Aplicaciones de los Geotextiles en Explanadas y Capas de Firme. Experiencia Española". Asociación Técnica de carreteras. Revista Rutas Nº 50, Madrid Sep-Oct (1995).pp 21-26.
- 14 Canestrari F., Ferrotti G., Partl M., Santagata F. A. (2005). "Repeatability of Interlayer Shear Resistance Determined with Two Test Procedures". 3<sup>th</sup> Internacional SIIV Congress, Società Italiana Infrastrutture Viarie, pp 1-20.
- 15 Castro Fresno D., Ballester Muñoz F. (2006). "Influence of Asphalt Cement Type and Oven Type on Asphalt Retention Capacity of Paving Geotextiles". Geosynthetics International. Vol 13 Nº2, pp 83-86.
- 16 Cleveland G., Button J., Lytton R. (2002). "Geosynthetics in Flexible and Rigid Pavement Overlay Systems to Reduce Reflection Cracking". Texas Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Austin, Texas.
- 17 Colombier G. (1997). "Cracking in Pavements: Nature and Origin of Cracks" Prevention of Reflective Cracking in Pavement, RILEM Report 18, pp 1-15.
- 18 Consejo de Directores de Carretera de Iberia e Iberoamérica (2002). Catálogo de deterioro de pavimentos flexibles, México.
- 19 De Bondt A. H. (1999). "Anti-Reflective Cracking Design of (Reinforced) Asphaltic Overlays". Tesis Doctoral. Delft University of Technology. Alemania. pp 365. ISBN 90-6464-097-1
- 20 De Bondt, A. H. (2000). "Effect of Reinforcement Properties". Proceedings, Reflective Cracking in Pavements Research in Practice. Proceeding of the 4<sup>th</sup> International RILEM Conference, Rilem Publications S.A.R.L, pp 13-22.

- 21 Dempsey B. J. (2002). "Development and Performance of Interlayer Stress-Absorbing Composite in Asphalt Concrete Overlays". Transportation Research Board. Vol 1809, pp 175-183.
- 22 Dumas, Vecoven J. (1993). "Processes Reducing Reflective Cracking, Synthesis of Laboratory Test". Proceedings Reflective Cracking in Pavements. State of the Art and Design Recommendations. Proceedings of the Second International RILEM Conference, Taylor & Francis, pp 246-253.
- 23 Elsing A., Sobolewski, J. (1998). "Asphalt-Layer Polymer Reinforcement Long-Term Experience, New Design Method, Recent Developments" Proceeding, Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfield's BCRA 98, Topin Academic press, pp 1-10.
- 24 FAA (2006). "Airport Pavement design and evaluation". AC-150/5320-6D Change 4, Federal Aviation Administration, U.S. Department of Transportation.
- 25 Fernández Cobo M. (2005). "Riegos de Adherencia. Diferentes Métodos de Control: CEDEX, UPC, INTECASA". Panorámica Actual de las Mezclas Bituminosas. ASEFMA Un Nuevo Enfoque, ASEFMA, pp 1-20.
- 26 Fernández del Campo J.A. (1983). "Pavimentos Bituminosos en Frío". Editores Técnicos Asociados, Barcelona, España.
- 27 Florence C. (2005). "Etude Experimentale de la Fissuration Reflective et Modelisation de la Resistance de Structures Cellulaires". Tesis Doctoral. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- 28 Fonseca Rodríguez C. (1995). "Estudio de Capas Antifisuras para Retardar el Inicio y Propagación de Grietas en Pavimentos Flexibles y Semirrígidos". Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Universidad Politécnica de Cataluña.
- 29 Francesio C. (2002). "El Control de la Fisuración Refleja". Congreso Latinoamericano del Asfalto XIº CILA. Boletín permanente del asfalto Nº 96.
- 30 Francken L., Vanelstraete A. (1993). "On the Thermorheological Properties of Interface Systems". Belgian Road Research Centre. Proceedings of the Second International RILEM Conference, pp 206-219

- 31 Francken L., Vanelstraete A. (1996). "Laboratory Testing and Numerical Modelling of Overlay Systems on Cement Concrete Slabs". Belgian Road Research Centre. Proceeding of the 4<sup>th</sup> International RILEM Conference. pp 206-219.
- 32 Garrote Villar. E. (2006). "Efecto de la Temperatura en la Tenacidad de Diferentes Mezclas Bituminosas". Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Universidad Politécnica de Cataluña.
- 33 Grzybowska W., Wojtowicz J., Fonferko, L. (1993). "Application of Geosynthetics to Overlays in Cracow Region of Poland". Cracow University of Technology. Proceedings Reflective Cracking in Pavements. State of the Art and Design Recommendations. Proceedings of the Second International RILEM Conference, Taylor & Francis, pp 290-298.
- 34 Gutiérrez-Solana F., González J. J., Setién, J., M<sup>a</sup> Varona, J. (1996). "Guía de Estudio de Ciencias de los Materiales. Fundamentos y Problemas". Servicio de Publicaciones de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Santander, España.
- 35 Holtz R., Christopher B. R., Berg, R. R. (1998). "Geosynthetic Design and Construction Guidelines". National Highway Institute, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, USA.
- 36 Hsuan Y. G. (2002). "Approach to the Study of Durability of Reinforcement Fibers and Yarns in Geosynthetic Clay Liners". Geotextile Geomembrane. Vol 20 N<sup>o</sup>(1), pp 63-76.
- 37 ISO 9864 (2005). Geosynthetics test method for the determination of mass per unit area of geotextiles and geotextile-related products.
- 38 Jacob T. R. (1993). "Design Limits of Common Reflective Crack Repair Techniques." .State of the Art and Design Recommendations. Proceedings of the Second International Rilem Conference. Taylor & Francis, pp 169-176.
- 39 Kim J., Buttlar W. G. (2002). "Analysis of Reflective Crack Control System Involving Reinforcing Grid over Base-Isolating Interlayer Mixture" Journal of Transportation Engineering of ASCE. Vol 128 N<sup>o</sup> 4, pp 375-385.

- 
- 40 Koerner R. M. (1998). "Designing with Geosynthetics", Cuarta edición, Prentice Hall, Inc. New Jersey, United States.
- 41 Laveissiere D. (2002). "Modelisation de la Remontee de Fissure en Fatigue Dans Les Structures Routieres Par Endommagement Et Macro-Fissuration de l'Experimentation a l'Outil De Dimensionnement Pour l'Estimation De La Duree De Vie". L'Universite de Limoges Faculte des Sciences Ecole Doctorale Sts.
- 42 Lekarp F., Isacsson U., Dawson, A. (2000). "State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates" Journal of Transportation Engineering of ASCE: Vol 126 N°1, pp 66-75.
- 43 Lugmayr R. W., Tschegg E. K., Weissenböck S. (2002). "The Use of Geosynthetics in Paving Applications Factors Influencing the Reflective Cracking". Proceedings Geosynthetics, State of the Art Recent Developments, 7 ICG. Ediciones Delmas, Gourc & Girard. pp 935-938.
- 44 Lytton R. (1989). "Use de Geotextiles for Reinforcement and Strain Relief in Asphalt Concrete". Geotextiles and Geomembranes: Vol 8 N° 3, pp 217-317.
- 45 Majidzadeh K. (1982). "A mechanistic Design Procedure for Fabric Reinforced Pavement Systems". II International Conference of Geotextiles. Las Vegas, USA.
- 46 Marienfeld M. L., Baker T. L. (1999). "Paving Fabric Interlayers as a Pavement Moisture Barrier". Transportation Research Board, 77<sup>th</sup> Annual meeting proceedings, pp 12.
- 47 Marienfeld M. L., Guram S. K. (1999). "Overview of Field Installation Procedures for Paving Fabrics in North America". Geotextiles y Geomembrane. Vol 17 N°2, pp. 105-120.
- 48 Ministerio de Fomento. (2003). "Instrucción 6.3 IC Refuerzo de Firmes". Orden/Fom 3459/03(BOE 22786).
- 49 Miró R. R., Martínez A., Pérez J. F. (2006). "Evaluation of Effect of Heat-Adhesive Emulsions for Tack Coats with Shear Test: From the Road Research Laboratory of Barcelona". Transportation Research Record, pp 64-70.

- 
- 50 Molenaar A. A. A. (1993). "Evaluation of Pavement Structure with Emphasis on Reflective Cracking". Reflective Cracking in Pavement. State of the Art and Design Recommendations. Second International RILEM Conference, Taylor & Francis, pp 21-48.
- 51 Molenaar A. A. A., Nods M. (1996). "Design Method for Plain and Geogrid Reinforced Overlays on Cracked Pavements". Reflective Cracking in Pavements Design and Performance of Overlay Systems. Proceedings of the 3<sup>th</sup> International RILEM Conference, pp 311-320.
- 52 Montestruque G. E., Martins R. R. (2001). "Evaluación del Comportamiento en Laboratorio del Geotextil como Capa Anti-Propagación de Fisuras". Revista Carreteras, 4<sup>º</sup> época N<sup>º</sup> 113, pp 76-82.
- 53 Montestruque G. E., Rodrigues R. M., Montez F. T., Elsing A. (2000). "Experimental Evaluation of a Polyester Geogrid as Anti-reflective Cracking Interlayer on Overlays". Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference. pp 427-430.
- 54 Nunn M. E. (1989). "An Investigation of Reflection Cracking in Composite Pavement in the United Kingdom". Proceedings of 1<sup>st</sup> Conference Reflective Cracking in Pavements. Assessment and Control, Rilem, pp 146-153.
- 55 Palma G., Pérez J. F., Wahr Daniel C. (2002). "Estudio del Comportamiento a Fatiga de las Mezclas Asfálticas Mediante el Ensayo BTD". Provia (2002), pp 1-10. Chillán, Chile.
- 56 Palmeira E. M. (2007). "Geosynthetics in Road Engineering". International Geosynthetics Society (IGS). <http://www.geosyntheticssociety.org>.
- 57 Pardo R. M., Canata Z. M. (2002). "Malla Metálica para la Reflexión de Grietas en Recapados Asfálticos". 6<sup>º</sup> Congreso Internacional. Provia (2002).
- 58 Pérez González, F., del Val Melús M. Á. (1994). "La Fisuración Térmica de los Pavimentos de Mezcla Bituminosa". Revista de Obras Públicas. Vol 141 N<sup>º</sup>3.338, pp 53-74.
- 59 Pérez J. F. (2005). "Ensayo de Mezclas Bituminosas: Criterios de Diseño. Nuevas Propuestas". Panorámica actual de la mezcla bituminosa. ASEFMA, un Enfoque Nuevo. ASEFMA, pp 1-20.

- 
- 60 Pérez J. F. (2007). "Nuevo Procedimiento de Ensayo para Evaluar la Tenacidad de las Mezclas Bituminosas". Revista Técnica de la Asociación Española de la Carretera. Vol. 4, N° 153, pp 38-45.
- 61 Piegari W. R. (2005). "Geosintéticos". Cátedra de cimentaciones. Universidad Tecnológica Nacional. Facultad regional. Buenos Aires.
- 62 Predoehl N. H. (1990). "Evaluation of Paving Fabric Test Installations in California". Final Report, Report FHWA/CA/TL-90/02, California Department of Transportation.
- 63 Prieto J.N., Gallego J., Pérez I. (2007). "Application of the Wheel Reflective Cracking Test for Assessing Geosynthetics in Anti-Reflection Pavement Cracking Systems". Geosynthetics International, vol 14, N°5. pp 287 -2997
- 64 Raab C., Partl M. (2004). "Interlayer Shear Performance: Experience with Different Pavement Structures". Proc., 3<sup>Rd</sup> Congress, Eurasphalt & Eurobitume, pp 535-545.
- 65 Recasens R., Martinez A., Jimenez F. (2006). "Evaluation of Effect of Heat-Adhesive Emulsions for Tack Coats with Shear Test: From the road research laboratory of Barcelona". Journal Transportation Research Record. 2006. Vol 1970 pp 64-70.
- 66 Roberts F. L., Kandhal P. S., Brown E. R., Lee D. Y., Kennedy T. W. (1996). "Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction". NAPA Research and Education Foundation. Lanham, Maryland.
- 67 Screg. Metalflex. (2000) "Know-how and technology for mass transit lanes". [www.screg.fr](http://www.screg.fr)
- 68 Sherman G. (1982). "Minimizing Reflection Cracking of Pavement Overlay. In National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Proceedings" Practice N° 92, TRB National Research Council, Washington.
- 69 Shukla S., Yin J. (2004). "Functions and Installation of Paving Geosynthetics" 3<sup>Rd</sup> Asian Regional Conference on Geosynthetics, International Geosynthetics Society, pp 314-321.

- 
- 70 Sobhan K., Crooks T., Tandon V., Mattingly S. (2004). "Laboratory Simulation of the Growth and Propagation of Reflection Cracks in Geogrid Reinforced Asphalt Overlays". Proceedings, Cracking in Pavements. Mitigation, Risk Assessment and Prevention. Proceedings of the Fifth International RILEM Conference, pp 589-596.
- 71 Sprague J., Allen S., Tribbet W. (1998). "Tensile Properties of Asphalt Overlay Geosynthetic Reinforcement" Transportation Research Record: Vol 1661, pp 65-69.
- 72 Torres Vila J. A., Vega Zamanillo A., Calzada Pérez M. A., Llano Flórez J. M. (2007). "The Use of HYCORE<sup>®</sup> Steel Mat for Asphalt Pavement Construction and maintenance". 4<sup>th</sup> International SIIV Congress. Palermo, Italia.
- 73 Tschegg E. K., Ehart R., Ingruber M. (1998). "Fracture Behavior of Geosynthetic Interlayers in Road Pavements". Journal of Transportation Engineering. Vol 124, N<sup>o</sup>5, pp 457-464.
- 74 UNE-EN 1226. (2001). Geotextiles y productos relacionados. Ensayos generales para la evaluación después del ensayo de durabilidad.
- 75 UNE-EN 12697. (2004). Mezclas Bituminosas. Métodos de Ensayo para Mezclas Bituminosas en Caliente. Parte 23: Determinación de la Resistencia a la Tracción Indirecta de Probetas Bituminosas. Parte23.
- 76 UNE-EN 12697-24. (2006). Métodos de Ensayo para Mezclas Bituminosas en Caliente: Resistencia a La Fatiga. Parte 24.
- 77 UNE-EN ISO 10319. (1996). Ensayo de Tracción para Probetas Anchas.
- 78 Van Santvoort G. (1994). "Roads and Railways". Geotextile and Geomembranes in Civil Engineering, A.A. Balkema, Rotterdam, pp 322-387.
- 79 Vecoven (1990). "Crack Reflection Treatment Testing Machine for Hydraulic Treated Pavement", R.G.R.A. N<sup>o</sup> 680
- 80 Von Quintus H. (2007). "Techniques for Mitigation of Reflective Cracking, Applied Research Associates", Alabama, USA.

- 81 Wagoner M. P., Bluttar W. G., Paulino G. H. (2005). "Disk-Shaped Compact Tension Test for Asphalt Concrete Fracture". Society for Experimental Mechanics. Vol 45, N° 3, pp 270-277.
  
- 82 Zhou F., Chen D., Scullion T., Williammee R. (2004). "Overlays Tester: A Simple Test to Evaluate the Reflective Cracking Resistance of Asphalt Mixture". 5<sup>th</sup> International RILEM Conference, pp 597-604.

## **ANEXOS**

## ANEXO I: MEZCLAS BITUMINOSA Y BETUNES, CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS Y ALMACENAMIENTO

### A) CARACTERÍSTICAS Y ALMACENAMIENTO DE LA MEZCLA BITUMINOSA

Se ha establecido una metodología de confección uniforme de las probetas (mezcla para cada partida almacenada y recalentada), con la que se ha pretendido lograr la reproducibilidad de los ensayos y por otro lado mostrar la sensibilidad de los mismos, en función de los materiales utilizados.

#### Fabricación:

<b>Empresa</b>	<b>ARRUTI</b>
Planta	HERRERA
Ubicación	Lo Herrera de Camargo- Cantabria
Mezcla	D-12 OFITA
Fecha	04-11-05

La mezcla bituminosa seleccionada ha sido una D-12 que corresponde a una de las empleadas habitualmente como capa de rodadura. Se trata de una mezcla bituminosa en caliente densa con tamaño máximo de árido de 12 mm, y un 5,0 % de betún sobre los áridos (obtenido de acuerdo a NLT-164/90).

El análisis granulométrico de áridos recuperado de la mezcla bituminosa, de acuerdo a procedimiento NLT-165/90, es el siguiente.

<b>Tamices UNE</b>	<b>% Pasa</b>
40	100
25	100
20	100
12,5	90,2
8	75,5
4	56,8
2	36,4
0,5	16
0,25	11,1
0,125	8
0,063	5,98

### Almacenamiento:

Para el almacenamiento de la mezcla, se construyeron moldes de madera, en forma de celdillas (FOTO I-1). Este diseño permite contar con muestras independientes de 40 kg., aproximadamente, las cuales serán almacenadas, hasta su utilización posterior (FOTO I-2)



FOTO I-1 Celdillas de madera



FOTO I-2 Desmolde de probetas

## B) CARACTERÍSTICAS Y ALMACENAMIENTO DE BETUNES

De entre los betunes que la empresa utiliza habitualmente para la instalación de su producto, se han seleccionado dos emulsiones y un betún modificado.

- Emulsión bituminosa catiónica ECR-3
- Emulsión termoadherente (antistick)
- Betún modificado BM-4

### Emulsión catiónica rápida ECR-3

Se definen como emulsiones bituminosas las dispersiones de pequeñas partículas de un ligante hidrocarbonado en una solución de agua y un agente emulsionante de carácter aniónico o catiónico, lo que determina la denominación de la emulsión.

Se adjuntan en la tabla las especificaciones del producto:

Característica	Norma NLT	Mínimo	Máximo	Típico
Viscosidad Saybolt furol a 50 °C	138	40		
Contenido de agua en volumen	137		32	
Tamizado	142		0.10	Positivo
Cargas de las partículas	194			
Fludificante por destilación (en volumen)			2	
Betún asfáltico residual	139	67		
Sedimentación (a 7 días)	139		5	
<u>Residuo por destilación</u>				
Penetración (25 °C; 100 g; 5 seg)	139	130	200	
Ductibilidad		40		
Solubilidad en tolueno	124	97.5		

### Emulsión termoadherente:

Una emulsión termoadherente es una emulsión catiónica de rotura rápida, tiene como principal característica su buena adherencia sobre el soporte que se aplica así como su nula pegajosidad a los neumáticos del tráfico de obra.

Su puesta en obra se realiza entre 60 y 75 °C. El tiempo de rotura puede variar en función de la temperatura del suelo, condiciones ambientales de temperatura, humedad,

viento, sol y del tipo de soporte, pudiendo variar entre 5 a 10 minutos. Se utiliza una cisterna de riego con difusores limpios y en buen estado. Se debe evitar el riego con lanza. Una vez realizado el curado puede procederse a la extensión de la capa de aglomerado en caliente.

La emulsión termoadherente se caracteriza porque el aglomerado en caliente que se aplica sobre ella produce una adherencia efectiva como consecuencia del reblandecimiento del betún residual de la misma.

En el presente estudio se ha utilizado la emulsión termoadherente, en la cual se ha utilizado un residuo de destilación duro B 13/22, denominado ANTISTICK el cual fue desarrollado por Repsol YPF.

Las especificaciones del producto, son las siguientes.

Característica	Método	Mínimo	Máximo	Típico
Viscosidad Saybolt furol a 25 °C	NLT-138		50	
Contenido de agua	NLT-137		40	
Tamizado	NLT-142		0.10	
Cargas de las partículas	NLT-194			Positivo
Fludificante por dest. (en volumen)	NLT-139		0.0	
Betún asfáltico residual	NLT-139	60		
Sedimentación	NLT-140		5	
<u>Residuo por destilación</u>				
Penetración (25 °C; 100 g; 5 s)	NLT-139	10	23	

Betún modificado BM-4

Se definen como betunes asfálticos modificados con polímeros los ligantes hidrocarbonados resultantes de la interacción física y/o química de polímeros con un betún asfáltico de los definidos en el artículo 211 del Pliego de Prescripciones Generales.

Característica	Unidad	Norma NLT	BM-4	
			Mínimo	Máximo
Penetración (25 °C; 100 g; 5 seg)	0.10 mm	124	80	130
Punto de reblandecimiento (anillo de bola)	°C	125	60	
Punto de fragilidad fraass	°C	182		-15
Ductilidad ( 5 cm/min)	a 5 °C	cm	126	40
	a 25 °C			
Consistencia (flotador a 60°C)	s	183	1200	
Estabilidad al almacenamiento Diferencia punto reblandecimiento diferencia penetración (25 °C)	°C	328		5
	0,1 mm			12
Recuperación elástica	25 °C	%	329	60
	40 °C			
Contenido en agua (en volumen)	%	123		0.2
Punto de inflación	°C	127	220	
Densidad relativa (25°C/25°C)		122	1.0	
Variación de la masa	%	185		1.4
Penetración (25°C;100 g; 5 s)	% p.o	124	60	
Variación del punto de reblandecimiento anillo y bola	°C	125	-6	+10
Ductilidad (5 cm/min)	a 5°C	cm	126	20
	a 25°C			



## ANEXO II: CARACTERÍSTICAS DE LOS GEOSINTÉTICOS

### A) GEOSINTÉTICOS UTILIZADOS DURANTE EL ESTUDIO

<b>Geomalla poliéster (GM-1)</b>	
Fabricante	HUESKER Synthetic GMBH
Producto	Geomalla HATELIT C 40/17
Característica	Elevada resistencia a la temperatura. Rigidez adaptada a los módulos del asfalto. Alta resistencia a cargas cíclicas.
Fabricación	Geomalla de poliéster de alto módulo, recubierto con masa bituminosa. Además, está provisto con una tela no tejida ultraligera fijada sobre uno de los lados, asimismo recubierta con producto bituminoso.
Función	Absorbe tensiones de tracción y las distribuye sobre grandes superficies. La carga de rotura de la muestra reforzada es un 50% mayor que la de la muestra no reforzada. La deformación en rotura de la muestra no reforzada es un 65% mayor.
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Su gran flexibilidad facilita su extensión sobre el pavimento sin peligro de tensiones parásitas que las tienda a "auto-enrollar".</li> <li>• Su apoyo homogéneo permite un apoyo continuo sobre la emulsión y con ello una mayor adherencia entre la nueva capa y el pavimento existente.</li> <li>• Su estabilidad dimensional permite que las sollicitaciones térmicas no la deformen.</li> <li>• Sus propiedades mecánicas son compatibles con las de asfalto.</li> <li>• Su adherencia con las mezclas asfálticas es óptima.</li> <li>• Su gran resistencia a la fatiga permite mantener sus propiedades mecánicas originales bajo la acción de cargas cíclicas.</li> <li>• Su escasa fluencia permite que sus deformaciones bajo carga constante y su resistencia se mantenga invariables en el tiempo.</li> </ul>

### Datos técnicos geomalla de poliéster

Propiedades	Norma	Unidad	
Masa por unidad de área	EN ISO 9864 : 2005	g/m <sup>2</sup>	250
Espesor (2 kPa)	EN ISO 9863-1 : 2005	mm	--
<b>Resistencia a la tracción</b>	ISO 10319		
Tensión a la deformación long/transv		kN/m	50/50
Resistencia con 3% alargamiento long/transv		kN/m	12/10
<b>Alargamiento en rotura</b>			
Hasta rotura long/transv.		%	12/14
<b>Punto de fusión</b>	ASTM D 276	°C	165
<b>Reciclabilidad</b>		%	100
Retención de betún	ASTM D 6140	kg/m <sup>2</sup>	--
Tamaño cuadrícula		mm	40 x 40

### Formas de envío geomalla de poliéster

Rollo	Unidad	Medida
Ancho del tejido	cm	360
Largo rollo	m	150
Diámetro rollo	cm	--
Peso total	kg	--
Área	m <sup>2</sup>	--

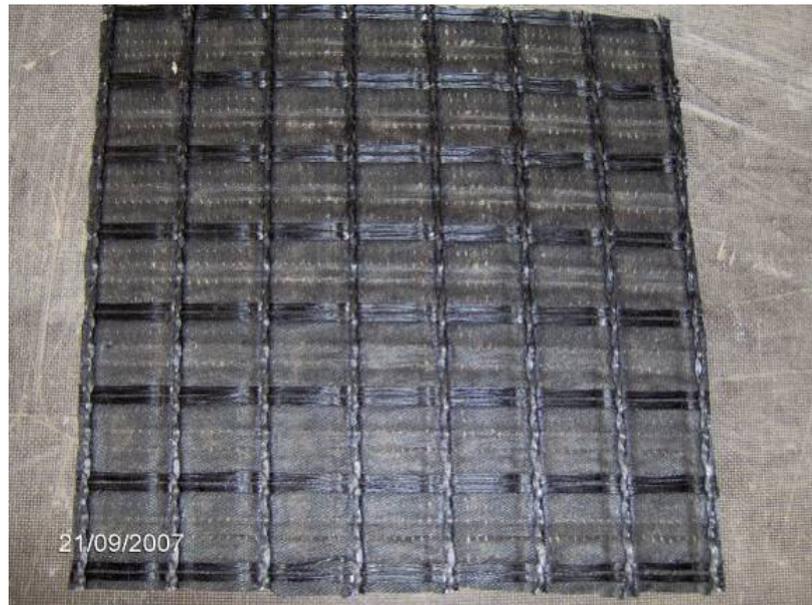


FOTO II-3 Geomalla de poliéster (HATELIT)

<b>Geomalla poliéster (GM-2)</b>	
Fabricante	RECASEN S.A.
Producto	Geomalla ARMACRON B-30.
Característica	Geomalla de poliéster.
Fabricación	Geomalla de poliéster A.T 2200 detx, con recubrimiento de PVC bituminoso. De color negro.
Función	Refuerzo Asfáltico. Renovación con aglomerado asfáltico sobre pavimento de hormigón o superficies con grietas. Ensanches y aumentos de superficies asfálticos. Tratamientos de juntas.
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se observa el incremento a la resistencia en tensiones que superen un alargamiento del 1%.</li> <li>• La tensión de rotura es superior en un 50% a la no reforzada.</li> <li>• La deformación en rotura de la muestra no reforzada es un 60% mayor.</li> <li>• La rotura en pavimentos aparece con deformaciones del 3%, mientras que con ARMACRON esto ocurre con valores más altos casi el doble y las fisuras se observan con líneas muy finas que se extienden ampliamente.</li> </ul>

### Datos técnicos geomalla de poliéster

<b>Propiedades</b>	<b>Norma</b>	<b>Unidad</b>	<b>50/50</b>
<b>Masa por unidad de área</b>	EN ISO 9864 : 2005	g/m <sup>2</sup>	360
Espesor (2 kPa)	EN ISO 9863-1 : 2005	mm	--
<b>Resistencia a la tracción</b>	ISO 10319		
Tensión a la deformación		kN/m	50
<b>Alargamiento en rotura</b>			
<b>Punto de fusión</b>	ASTM D 276	°C	
<b>Reciclabilidad</b>		%	100
Retención de betún	ASTM D 6140	kg/m <sup>2</sup>	--
Tamaño cuadrícula		mm	--

Formas de envío geomalla de poliéster

Rollo	Unidad	Medida
Ancho del tejido	cm	110/220/370
Largo rollo	m	100
Diámetro rollo	cm	150
Peso total	kg	--
Área	m <sup>2</sup>	150



FOTO II-4 Geomalla de poliéster (ARMACRON)

<b>Geomalla polivinil alcohol (GM-3)</b>	
Fabricante	HUESKER Synthetic GMBH.
Producto	Geomalla XP-35.
Característica	Elevada resistencia a la temperatura. Rigidez adaptada a los módulos del asfalto. Alta resistencia a cargas cíclicas.
Fabricación	Geomalla de polivinil alcohol de alto módulo, recubierto con masa bituminosa. Además, está provisto con una tela no tejida ultraligera fijada sobre uno de los lados, asimismo recubierta con producto bituminoso.
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Su gran flexibilidad facilita su extensión sobre el pavimento sin peligro de tensiones parásitas que las tienda a "auto-enrollar".</li> <li>• Su apoyo homogéneo permite un apoyo continuo sobre la emulsión y con ello una mayor adherencia entre la nueva capa y el pavimento existente.</li> <li>• Su estabilidad dimensional permite que las sollicitaciones térmicas no la deformen.</li> <li>• Sus propiedades mecánicas son compatibles con las de asfalto.</li> <li>• Su adherencia con las mezclas asfálticas es óptima.</li> <li>• Su gran resistencia a la fatiga permite mantener sus propiedades mecánicas originales bajo la acción de cargas cíclicas.</li> <li>• Su escasa fluencia permite que sus deformaciones bajo carga constante y su resistencia se mantenga invariables en el tiempo.</li> </ul>

#### Datos técnicos geomalla de polivinil alcohol

<b>Propiedades</b>	<b>Norma</b>	<b>Unidad</b>	
<b>Masa por unidad de área</b>	EN ISO 9864 : 2005	g/m <sup>2</sup>	160
Espesor (2 kPa)	EN ISO 9863-1 : 2005	mm	--
<b>Resistencia a la tracción</b>	ISO 10319		
Tensión a la deformación long/transv		kN/m	35/35
Resistencia con 3% alargamiento long/transv		kN/m	18
<b>Alargamiento en rotura</b>			8
Hasta rotura long/transv.		%	<6%
<b>Punto de fusión</b>	ASTM D 276	°C	>190
<b>Reciclabilidad</b>		%	100
Retención de betún	ASTM D 6140	kg/m <sup>2</sup>	--
Tamaño cuadrícula		mm	40x40

Formas de envío geomalla de polivinil alcohol

<b>Rollo</b>	<b>Unidad</b>	<b>Medida</b>
Ancho del tejido	cm	500
Largo rollo	m	150
Diámetro rollo	cm	--
Peso total	kg	--
Área	m <sup>2</sup>	--

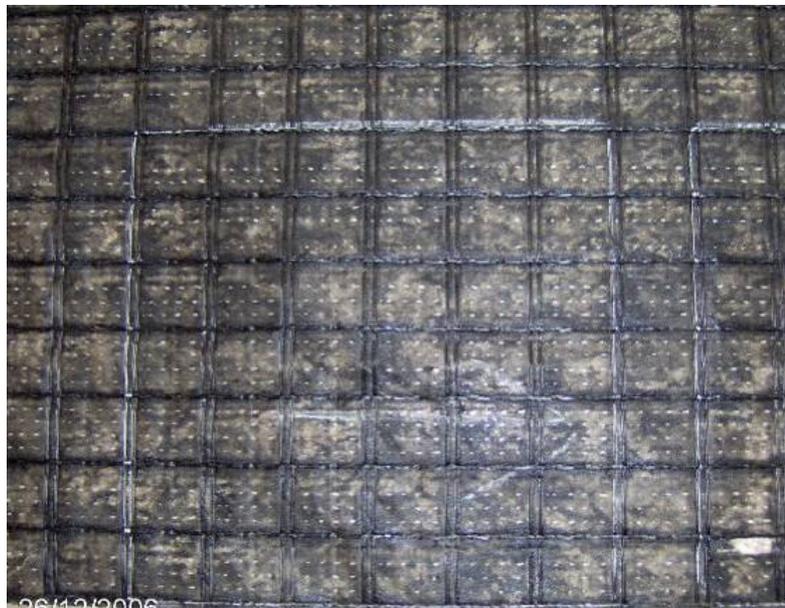


FOTO II-5 Geomalla de polivinil alcohol (XP-35)

<b>Geomalla fibra de vidrio (GM-4)</b>	
Fabricante	Saint-Gorbain Technical Fabrics.
Producto	Geomalla GLASGRID 8501.
Característica	Material de refuerzo excepcionalmente fuerte. Diseñado para retrasar las grietas por tensiones horizontales y disipar las tensiones.
Fabricación	Estructura reticulada de hebras de fibra de vidrio, cubierta de un revestimiento de polímero y provista de una capa de adhesiva sensible a la presión.
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento de la capacidad de carga del pavimento.</li> <li>• Incrementa la resistencia a la tracción en pavimentos bituminosos</li> <li>• Gracias a sus propiedades autoadhesivas, es una malla fácil de aplicar.</li> <li>• Fácil de eliminarse al final de su vida útil con fresadora y reutilizable por un medio de reciclaje estándar.</li> </ul>

#### Datos técnicos geomalla de fibra de vidrio

<b>Propiedades</b>	<b>Norma</b>	<b>Unidad</b>	<b>50/50</b>
<b>Masa por unidad de área</b>	EN ISO 9864 : 2005	g/m <sup>2</sup>	370
Espesor (2 kPa)	EN ISO 9863-1 : 2005	mm	--
<b>Resistencia a la tracción</b>	ISO 10319		100
Tensión a la deformación long/transv		kN/m	--
Resistencia con 3% alargamiento long/transv		kN/m	--
<b>Alargamiento en rotura fibra de vidrio</b>			3
Hasta rotura long/transv.		%	--
<b>Punto de fusión</b>	ASTM D 276	°C	218
<b>Reciclabilidad</b>		%	100
Retención de betún	ASTM D 6140	kg/m <sup>2</sup>	--
Tamaño cuadrícula		mm	12.5x12.5

Formas de envío geomalla de fibra de vidrio

Rollo	Unidad	Medida
Ancho del tejido	cm	150
Largo rollo	m	100
Diámetro rollo	cm	--
Peso total	kg	--
Área	m <sup>2</sup>	150



FOTO II-6 Geomalla de fibra de vidrio (GLASGRID)

<b>Geotextil polipropileno (GT-1)</b>	
Fabricante	Polyfelt GMBH.
Producto	Geotextil PGM 14.
Característica	Geotextil con una capacidad de retención de betún óptima.
Fabricación	Fibras de polipropileno, no tejido agujado de filamentos continuos estabilizado a los rayos UV.
Función	Reducir las grietas de reflexión y mantener la estructura de la vía en forma económica. Polyfelt lo recomienda como una membrana intermedia SAMI.
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Impermeabilización, evita la penetración de agua de lluvia y oxígeno del aire en la estructura de carretera.</li> <li>• Relajación de tensiones, retarda la propagación de grietas desde la base vieja hasta la capa nueva.</li> <li>• Adhesión entre capas, permite una adhesión uniforme entre la capa de asfalto vieja y nueva.</li> <li>• Comportamiento con la temperatura: actúa adecuadamente incluso para temperaturas ambientales bajas.</li> <li>• Fácil de reciclar.</li> <li>• Longevidad, los intervalos de mantenimiento son considerablemente mayores incluso para las capas de bajo espesor.</li> </ul>

### Datos técnicos geotextil polipropileno

<b>Propiedades</b>	<b>Norma</b>	<b>Unidad</b>	
<b>Masa por unidad de área</b>	EN ISO 9864 : 2005	g/m <sup>2</sup>	140
Espesor (2 kPa)	EN ISO 9863-1 : 2005	mm	1.4
<b>Resistencia a la tracción</b>	ISO 10319	kN/m	9
Deformación al 30% de la fuerza máxima		%	>20
Deformación máxima			<80
<b>Punto de fusión</b>	ASTM D 276	°C	165
<b>Reciclabilidad</b>		%	100
Retención de betún	ASTM D 6140	kg/m <sup>2</sup>	0.90

Formas de envío geotextil polipropileno

Rollo	Unidad	Medida
Ancho del tejido	cm	100/190/300/380
Largo rollo	m	150
Diámetro rollo	cm	50
Peso total	kg	26/46/72/92
Área	m <sup>2</sup>	150/285/450/470



FOTO II-7 Geotextil de polipropileno (PGM-14)

<b>Geotextil polipropileno (GT-2)</b>	
Fabricante	Propex Fabrics GMBH. Alemania.
Producto	Geotextil AMOPAVE 4595.
Característica	En la renovación de carreteras sobre superficies asfálticas, o de hormigón deterioradas o con fisuras.
Fabricación	Fibras de polipropileno, compactación por punzonamiento y acabado térmico. El punzonado asegura una gran adaptabilidad durante la instalación y contrarresta la posible de laminación causada por el tráfico sobre el geotextil.
Función	Absorber tensiones y como impermeabilizante.
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Alarga la vida de servicio de la carretera.</li> <li>• Evita el reblandamiento y el lavado de los finos de la capa soporte</li> <li>• Mantiene la capacidad portante, reduciendo la posibilidad de rodaderas.</li> <li>• Prácticamente elimina las fisuras por reflexión.</li> <li>• Ahorro a largo plazo del 20 al 40% dependiendo de las condiciones locales.</li> </ul>

### Datos técnicos geotextil polipropileno

Propiedades	Norma	Unidad	4595
<b>Masa por unidad de área</b>	EN ISO 9864 : 2005	g/m <sup>2</sup>	120
Espesor (2 kPa)	EN ISO 9863-1 : 2005	mm	1.0
<b>Resistencia a la tracción</b>	ISO 10319	kN/m	8
Tensión al 5% de la deformación		kN/m	
Deformación máxima		%	50
<b>Resistencia al estallido</b>	ASTM D 3786	kPa	1200
Presión			
<b>Permeabilidad del agua</b>	EN ISO 11058	mm/s	90
Normal al plano VI <sub>H50</sub>			
<b>Medida de abertura característica</b> O <sub>90</sub>	ISO 12956 : 1999	um	100
Retención de betún	ASTM D 6140	kg/m <sup>2</sup>	0.90
UV-Resistencia	ASTM D 43455	%	70%

VI<sub>H50</sub> : Índice de velocidad a una pérdida de carga de 50 mm.

Formas de envío geotextil polipropileno

Rollo	Unidad	Medida
Ancho del tejido	cm	380
Largo rollo	m	110
Diámetro rollo	cm	35
Peso total	kg	68
Área	m <sup>2</sup>	418



FOTO II-8 Geotextil de polipropileno (Amopave)

<b>Geocompuesto (GC-1)</b>	
Fabricante	Polyfelt GMBH.
Producto	Geocompuesto PGM-G.
Característica	El geocompuesto, combina las propiedades de refuerzo proporcionadas por las fibras de vidrio con la capacidad óptima de retención de betún de un no tejido agujado.
Fabricación	Geotextil no tejido agujado de filamentos continuos 100% de polipropileno estabilizado a los rayos UV más filamentos continuos de fibra de vidrio.
Función	Reducir las grietas de reflexión debido a las constantes cargas originadas por el paso de los vehículos y asentamientos locales aislados.
Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Refuerzo de la capacidad de carga para una baja elongación (&lt;3%).</li> <li>• Buena relación costes-efectividad para el mantenimiento vial.</li> <li>• Impermeabilización, evita la penetración de agua de lluvia y oxígeno del aire en la estructura de carretera.</li> <li>• Relajación de tensiones, retarda la propagación de grietas desde la base vieja hasta la capa nueva.</li> <li>• Adhesión entre capas, permite una adhesión uniforme entre la capa de asfalto vieja y nueva.</li> <li>• Comportamiento con la temperatura, actúa adecuadamente incluso para temperaturas ambientales bajas.</li> <li>• Fácil de reciclar.</li> <li>• Químicamente es resistente a la sal de carretera.</li> </ul>

### Datos técnicos geocompuesto

<b>Propiedades</b>	<b>Norma</b>	<b>Unidad</b>	
<b>Masa por unidad de área</b>	EN ISO 9864 : 2005	g/m <sup>2</sup>	300
Espesor (2 kPa)	EN ISO 9863-1 : 2005	mm	1.4
<b>Resistencia a la tracción</b>	ISO 3341	kN/m	50
Tensión al 2% de la deformación		kN/m	34
Deformación máxima			3
<b>Punto de fusión</b>	ASTM D 276	°C	165
<b>Reciclabilidad</b>		%	100
Retención de betún	ASTM D 6140	kg/m <sup>2</sup>	1.5
Tamaño cuadrícula			40x40

Formas de envío gecompuesto

Rollo	Unidad	Medida
Ancho del tejido	cm	190
Largo rollo	m	100
Diámetro rollo	cm	45
Peso total	kg	63
Área	m <sup>2</sup>	190

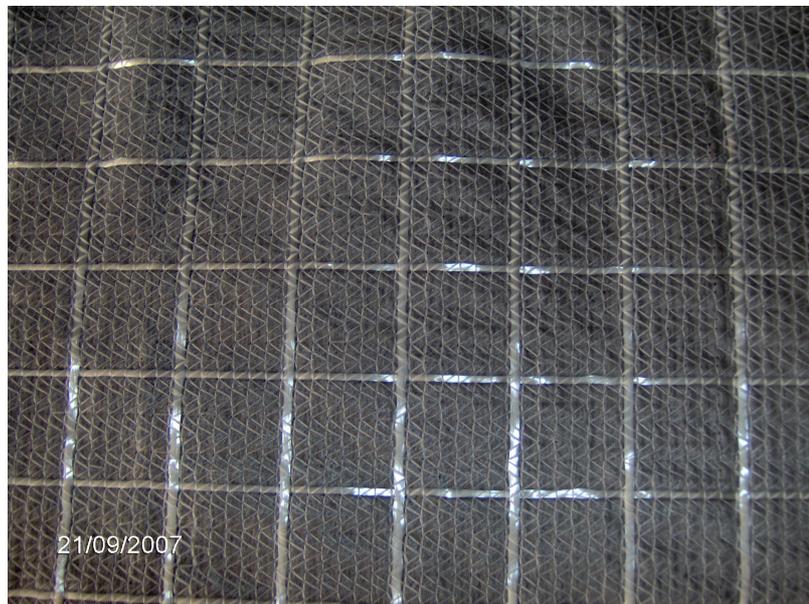


FOTO II-9 Geocompuesto (PGM-G)

## B) CARACTERIZACIÓN A TRACCIÓN DE LAS GEOMALLAS

Para tener una mayor información, y al disponer de los equipos necesarios para realizar los ensayos, se realizaron ensayos de tracción a las geomallas, aplicando el procedimiento señalado en la norma de Ensayo de Tracción para Probetas Anchas ISO 10319:1993.

Este método de ensayo de tracción comprende la medición de las características de carga-alargamiento e incluye procedimientos para el cálculo del módulo secante como expresión de la rigidez, la carga máxima por unidad de anchura y deformación a la carga máxima. También se indican los puntos singulares de la curva carga-alargamiento.

A través de este método se estableció la resistencia a la tracción de cada una de las probetas ensayadas, que se define para estos efectos como la resistencia por unidad de anchura, en kilonewton por metro, observada durante un ensayo en el cual la probeta es estirada hasta que se rompe; además, se estableció el módulo secante como el cociente entre la carga por unidad de anchura, en kilonewton por metro, y un valor determinado de la deformación; la deformación se define como el aumento de la longitud verdadera de una probeta durante el ensayo, expresado como porcentaje de la longitud verdadera de la probeta.

La resistencia a la tracción se calcula expresada en kilonewton por metro como:

$$\alpha_f = F_f c \quad (1)$$

Donde:

$F_f$  Es la carga máxima registrada, en kilonewton.

$c$  Coeficiente que para las geomallas se determina como:

$$c = N_m \div N_s \quad (2)$$

$N_m$  Es el número mínimo de elementos de tracción dentro de 1 m de anchura del producto ensayado;

$N_s$  Es el número de elementos de tracción dentro de la probeta de ensayo.

Para calcular el módulo secante,  $J_{sec}$  que define la rigidez, expresada en kilonewton por metro, a una deformación especificada, se determina la carga a dicha deformación especificada y se aplica la siguiente ecuación:

$$J_{sec} = F_c \times 100 \div \varepsilon \quad (3)$$

$F$  Es la carga determinada a la deformación  $\varepsilon$ , en kilonewton.

$\varepsilon$  Es la deformación especificada, en porcentaje.

$c$  Se obtiene mediante la ecuación (2).

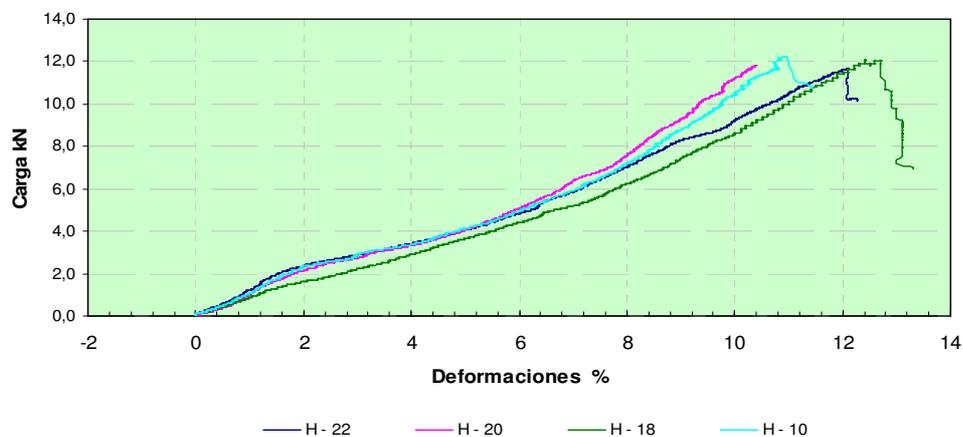
Los datos que se obtuvieron de las diferentes geomallas son las siguientes:

### Geomalla de poliéster Hatelit

Geomalla de poliéster Hatelit (GM-1)				
Muestra	$L_0$	Carga máxima	Resistencia tracción	Deformación carga máxima
	Extensómetro	$F_f$	$\alpha_f$	%
	mm	kN	kN/m	
H-22	44.90	11.66	46.25	12.08
H-20	40.69	11.90	47.2	10.38
H-18	37.65	12.06	47.8	12.44
H-10	25.43	12.25	48.6	10.95

Tabla II-1: Resistencia a tracción

### GM-1



A 1 Curvas carga –deformación para geomalla Hatelit

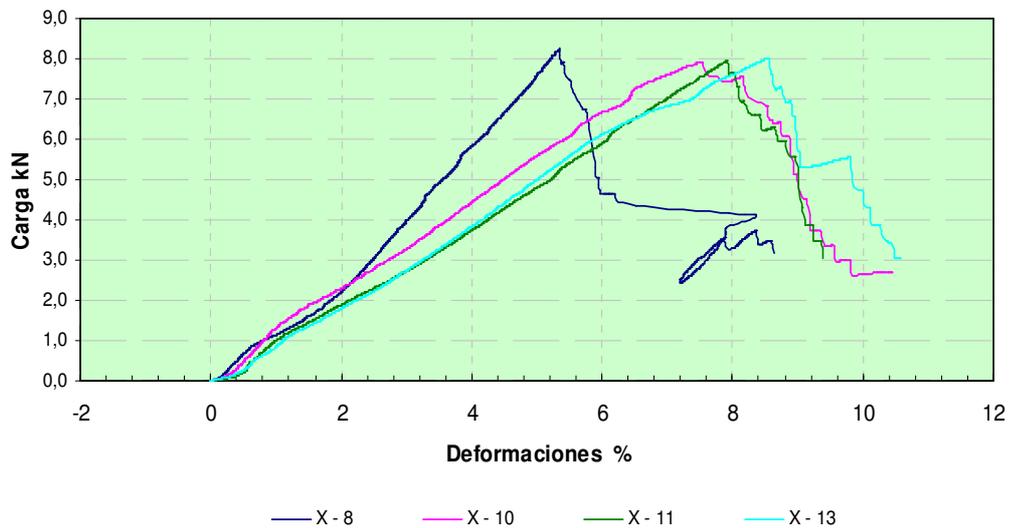
Geomalla de poliéster Hatelit (GM-1)						
Muestra	$F_f$ (2%)	$F_f$ (5%)	$F_f$ (10%)	$J_{sec}$ (2%)	$J_{sec}$ (5%)	$J_{sec}$ (10%)
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
H-22	9,30	16,06	36,55	464,93	321,11	365,45
H-20	8,46	16,3	44,48	422,95	320,60	444,79
H-18	6,41	14,48	34,00	320,48	289,58	340,04
H-10	9,30	16,45	41,32	465,24	328,95	413,17

Tabla II-2: Módulo secante para diferentes deformaciones

Geomalla de poliéster revestida con betún ARMACRON

Geomalla de poliéster (GM-2)				
Muestra	$L_0$	Carga máxima	Resistencia tracción	Deformación carga máxima
	Extensómetro	$F_f$	$\alpha_f$	%
	mm	kN	kN/m	
A-3	50,27	11,31	48,48	9,63
A-2	46,83	10,20	43,70	9,87
A-4	47,59	10,39	44,54	9,17

Tabla II-3: Resistencia a tracción

**GM-3**

A 2 Curvas carga –deformación para geomalla polivinil alcohol

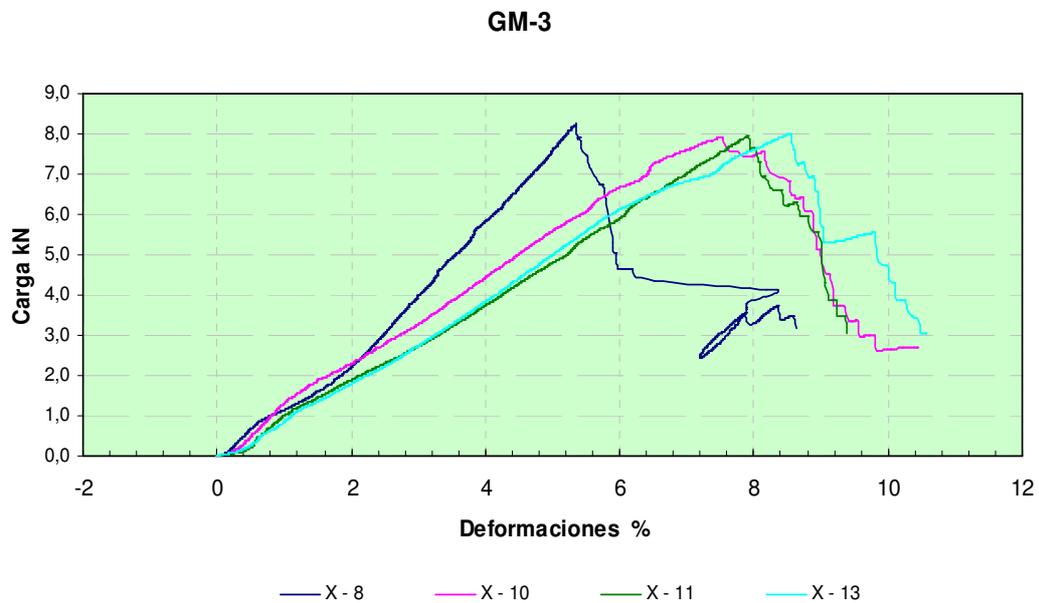
Geomalla de polivinil alcohol XP-35 (GM-3)						
Muestra	$F_f$ (2%)	$F_f$ (5%)	$F_f$ (10%)	$J_{sec}$ (2%)	$J_{sec}$ (5%)	$J_{sec}$ (10%)
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
A-3	11,93	19,6	45,45	596,53	391,97	414,53
A-2	10,3	16,68	41,02	515,14	333,55	410,21
A-4	11,85	18,56	42,58	592,68	371,15	245,77

Tabla II-4: Módulo secante para diferentes deformaciones

Geomalla de polivinil alcohol XP-35

Geomalla de polivinil alcohol (GM-3)				
Muestra	$L_0$	Carga máxima	Resistencia tracción	Deformación carga máxima
	Extensómetro	$F_f$	$\alpha_f$	%
	mm	kN	kN/m	
X-8	60,15	8,25	33	5,34
X-10	61,87	7,92	31,7	7,53
X-11	60,365	7,95	31,8	7,91
X-13	61,92	8,01	32	8,54

Tabla II-5: Resistencia a tracción



A 3 Curvas carga – deformación para geomalla polivinil alcohol

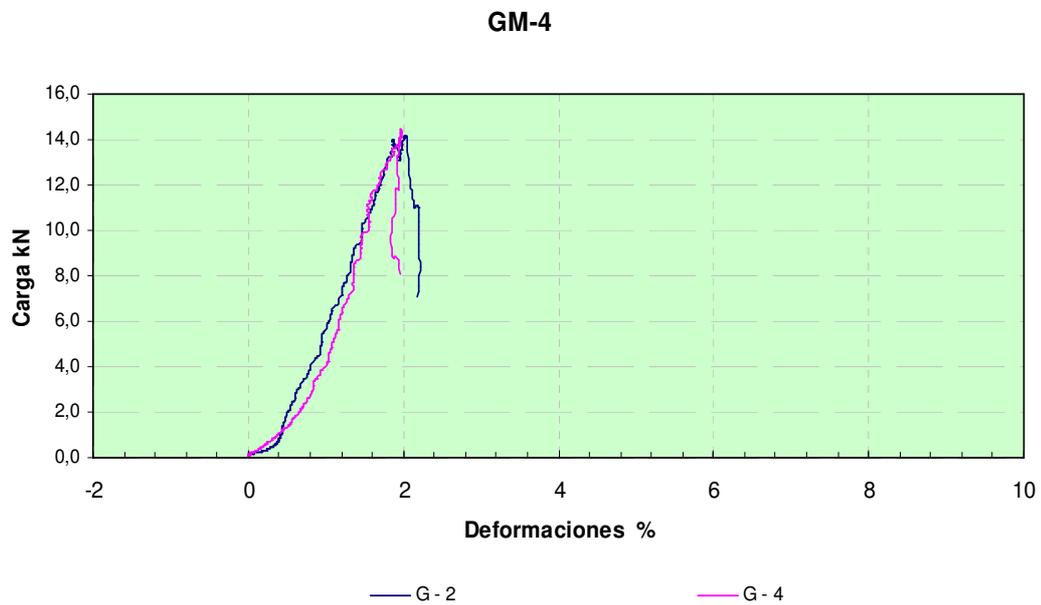
Geomalla de polivinil alcohol XP-35 (GM-3)						
Muestra	$F_f$ (2%)	$F_f$ (5%)	$F_f$ (10%)	$J_{sec}$ (2%)	$J_{sec}$ (5%)	$J_{sec}$ (10%)
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
X-8	8,85	30,37	--	442,41	607,4	--
X-10	9,15	22,31	10,58	457,41	446,18	105,84
X-11	7,54	19,2	--	376,87	384,09	--
X-13	7,17	20	18,3	358,4	400,09	182,98

Tabla II-6: Módulo secante para diferentes deformaciones

Geomalla de fibra de vidrio GLASGRID

Geomalla de fibra de vidrio (GM-4)				
Muestra	$L_0$	Carga máxima	Resistencia tracción	Deformación carga máxima
	Extensómetro	$F_f$	$\alpha_f$	%
	mm	kN	kN/m	
G-2	47,80	14,18	65,1	2,03
G-4	42,94	14,49	66,5	1,96

Tabla II-7: Resistencia a tracción



A 4 Curvas carga –deformación para geomalla de fibra de vidrio

Geomalla de fibra de vidrio (GM-4)						
Muestra	$F_f$ (2%)	$F_f$ (5%)	$F_f$ (10%)	$J_{sec}$ (2%)	$J_{sec}$ (5%)	$J_{sec}$ (10%)
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
G-2	64,18	--	--	3209,02	--	--
G-4	--	--	--	--	--	--

Tabla II-8: Módulo secante para diferentes deformaciones

La deformación de rotura de la mezcla bituminosa

La deformación unitaria de la mezcla bituminosa al momento de la rotura se determinó dividiendo la apertura de grieta en el momento de la rotura por la distancia en el que el captador registraba las grietas, distancia muy próxima a los 110 mm.

Los datos recogidos en las tablas siguientes corresponden a deformaciones unitarias de la mezcla bituminosas con distintos tipos de geomallas. Los valores de la apertura de la grieta se consideran como valores medios.

Geomalla GM-1	
Nº ciclos rotura (0,1 mm)	73.000
Abertura grieta (mm)	1.4425
Distancia de registro captador (mm)	113
Deformación unitaria %	1.2765

Geomalla GM-2	
Nº ciclos rotura (0,1 mm)	148.000
Abertura grieta (mm)	1.519
Distancia de registro captador (mm)	115
Deformación unitaria %	1.3215

Geomalla GM-3	
Nº ciclos rotura (0,1 mm)	85.000
Abertura grieta (mm)	1.322
Distancia de registro captador (mm)	108
Deformación unitaria %	1.2240

Geomalla GM-4	
Nº ciclos rotura (0,1 mm)	236.000
Abertura grieta (mm)	1.346
Distancia de registro captador (mm)	108
Deformación unitaria %	1.2465

Si se observan los datos de deformación unitaria, se comprueba que la mezcla rompe al ser sometida a deformaciones levemente superiores al 1 %.

Se debe indicar que los valores de apertura de grieta corresponden también a deformaciones de la geomallas que están localizadas en la zona de interfase.

Con estos valores se determinó en el capítulo de tensiones de las geomallas las tensiones de aportación que realizan cada uno de estos elementos.



## ANEXO III: FABRICACIÓN DE PROBETAS ENSAYO DE ADHERENCIA

Para definir una metodología de fabricación se ha elegido un tipo de muestra, formada por tres probetas de pista de 305 mm de lado y 50 mm de alto cada una realizadas de acuerdo a normas NLT-173/00, separadas por una intercapa, que podía estar compuesta por: un riego de adherencia (probeta de referencia) o un geosintético impregnado con un riego de adherencia.



FOTO III-10 Molde de tres probetas de pista para ensayo de adherencia

Inicialmente se optó por realizar una serie de probetas cuya finalidad fue fijar el procedimiento de fabricación y determinar la viabilidad del ensayo, en virtud de su reproducibilidad, como de su sensibilidad.

Por este motivo se fabricaron varias probetas de tres capas, con distinta metodología de fabricación y diferentes elementos constituyentes, las cuales se describen a continuación:

- Procedimiento de fabricación discontinuo
- Procedimiento de fabricación continuo

Los riegos de adherencia se realizaron con emulsión ECR-3 y emulsión termoadherente. La dotación inicial para cada tipo de geosintético se realizó de acuerdo a lo recomendado por los diferentes fabricantes y luego esta dotación se fue variando para observar cómo la variación del contenido de ligante residual influía sobre la resistencia a la adherencia.

## A) PROCEDIMIENTO DISCONTINUO DE FABRICACIÓN DE PROBETAS

En esta etapa se confeccionaron probetas con geosintéticos y de referencia (riego de adherencia). La fabricación de probetas se realizó de la siguiente manera:

1. Extensión de la primera capa de mezcla en caliente (145 °C) sobre el primer molde de acero y compactado de acuerdo a norma NLT-173/00 (FOTO III-11 Molde de pista con mezcla).



FOTO III-11 Molde de pista con mezcla

2. La mezcla se dejaba enfriar hasta temperatura ambiente
3. Posterior a la confección de la probeta de pista se sellan los encuentros entre la mezcla y el molde, con vaselina (para evitar derrames en el encuentro entre el borde del molde y la mezcla). Se cubrían los bordes del molde con papel adhesivo (para evitar el manchado del molde) (FOTO III-12).
4. Se coloca sobre la mezcla la emulsión. (FOTO III-13)



FOTO III-12 Colocación de papel adhesivo sobre el molde



FOTO III-13 Vista de la probeta con emulsión

5. Se esperaba a que la emulsión rompiera
6. Se colocaba el geosintético sobre el betún residual (FOTO III-14)
7. Se colocaba el segundo molde de acero y se extendía la segunda capa de mezcla en caliente sobre el geosintético de la primera intercapa.
8. Compactación de la mezcla de acuerdo a norma NLT-173/00 (FOTO III-15).



FOTO III-14 Colocación del geosintético



FOTO III-15 Vista del segundo molde con la mezcla compactada

9. Se repite el procedimiento desde el punto 3 al 6.
10. Se colocaba el tercer molde de acero y se extendía la tercera capa de mezcla en caliente sobre el geosintético de la segunda intercapa.
11. Compactación de la tercera capa de mezcla de acuerdo a norma NLT-173/00.
12. Se desmolda cuando las probetas han alcanzado la temperatura ambiente.

Para el caso de confección de probetas de referencia se utilizó el mismo procedimiento descrito anteriormente, con la salvedad de la no inclusión de geosintético en la zona de intercapa.

## B) PROCEDIMIENTO CONTINUO DE FABRICACIÓN DE PROBETAS

Este procedimiento consistía en que nada más finalizada la compactación de la mezcla bituminosa en caliente, se colocaba un geotextil pre-impregnado con un betún residual y sin dejar que la mezcla se enfriase, se extendía y se compactaba la siguiente capa.

El procedimiento de pre-impregnación del geotextil se realizaba de la siguiente manera.

1. Cortar los geotextiles y pesarlos
2. Agregar emulsión en varias capas, esperando a que rompa cada una de ellas, hasta alcanzar el betún residual especificado por el fabricante

Procedimiento de fabricación continuo.

1. Extensión de la mezcla en caliente (145 °C) sobre el molde de pista y se compacta de acuerdo a norma NLT-173/00.
2. Colocación del geotextil sobre la probeta de mezcla bituminosa, inmediatamente después de compactada, sin dejarla enfriar. La cara impregnada del geotextil debe quedar en contacto con la mezcla bituminosa caliente (FOTO III-16).

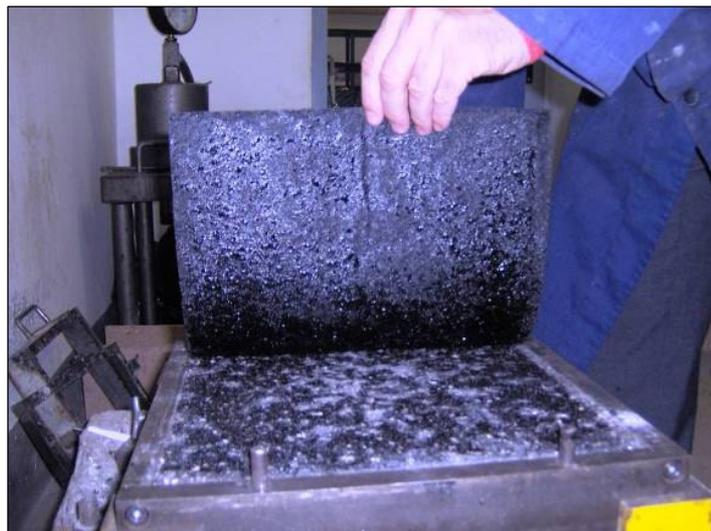


FOTO III-16 Colocación de geotextil sobre la mezcla compactada

3. Colocación del segundo molde de acero. Extensión de la segunda capa de mezcla en caliente sobre el geotextil y compactarla de acuerdo a norma NLT-173/00, sin dejar enfriar la capa anterior compactada.
4. Colocación del geotextil sobre la segunda probeta de mezcla bituminosa, inmediatamente después de compactada y sin dejarla enfriar.
5. Colocación del tercer molde de acero. Extensión de la tercera capa de mezcla en caliente sobre el geotextil y compactarla de acuerdo a norma NLT-173/00, sin dejar enfriar la capa anteriormente compactada.
6. Dejar enfriar hasta temperatura ambiente y desmoldar.

## **ANEXO IV: PROCEDIMIENTOS DE FABRICACIÓN DE PROBETAS ANTIRREMORTE**

Para definir una metodología de fabricación se ha elegido un tipo de muestra formada por dos probetas de pista de 305 mm de lado y 50 mm de alto, cada una, realizadas de acuerdo a normas NLT-173/00, separadas por una zona de interfase que normalmente contenía un geosintético impregnado con un betún convencional de penetración.



FOTO IV-17 Probeta dinámica

Los procedimientos que se desarrollaron fueron los siguientes:

- Fabricación de probetas con la interposición geotextiles (Mezcla-geotextil-Mezcla)
- Fabricación de probetas con la interposición geomallas (Mezcla-geomallas-Mezcla)
- Fabricación de probetas con interposición de betún (Mezcla-Betún-Mezcla)
- Fabricación de probetas con interposición de SAMI ( Mezcla-SAMI-Mezcla)

### **A) FABRICACIÓN DE PROBETAS CON LA INTERPOSICIÓN DE UN GEOTEXTIL**

El procedimiento que se utilizó para la confección de probetas antirremontes, con geotextil, fue el de proceso continuo, que es igual al empleado en el ensayo de adherencia.

### **B) FABRICACIÓN DE PROBETAS CON INTERPOSICIÓN DE GEOMALLA**

El procedimiento que se utilizó para la confección de probetas antirremontes, con geomalla, fue el de procedimiento discontinuo, que es igual al empleado en el ensayo de adherencia.

En resumen este procedimiento consistía: en que sobre la probeta de mezcla bituminosa compactada y a temperatura ambiente, se colocaba la emulsión y cuando ésta rompía se posicionaba la geomalla. Posteriormente se extendía y se compactaba la siguiente capa de la mezcla bituminosa.

### **C) FABRICACIÓN DE PROBETAS CON INTERPOSICIÓN DE BETÚN**

El procedimiento utilizado es el mismo utilizado en las probetas de adherencia, en donde la emulsión se aplicaba directamente sobre la probeta.

### **D) FABRICACIÓN DE PROBETAS CON INTERPOSICIÓN DE SAMI**

En esta etapa se confeccionaron probetas con la interposición de un sistema SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer). La fabricación de probetas se realizó de la siguiente manera:

1. Extensión de la mezcla en caliente (145 °C) sobre el molde de pista
2. Compactación de acuerdo a norma NLT-173/00
3. Esperar a que la capa compactada alcance temperatura ambiente
4. Colocación sobre la probeta compactada del betún modificado (FOTO IV-18), a una temperatura de 170 °C, e inmediatamente se coloca el árido calizo (FOTO IV-19) en forma uniforme sobre el betún aún caliente y distribuidos de tal forma no queden unos sobre otros.



FOTO IV-18 Betún modificado sobre probeta



FOTO IV-19 Colocación del árido sobre el betún

5. Extensión de la segunda capa de mezcla en caliente sobre el sistema SAMI sin enfriar.
6. Compactación de acuerdo a norma NLT-173/0
7. Desmoldarse cuando la probeta ha alcanzado la temperatura ambiente (FOTO IV-20)



FOTO IV-20 Desmolde de probeta con SAMI

La secuencia que se debe garantizar en la confección de probetas antirremontes, como en una pavimentación es que a las áreas que sean cubiertas con el riego de liga y los agregados (SAMI) se les aplique inmediatamente la capa asfáltica subsiguiente, la cual permitirá unir íntimamente el SAMI y el refuerzo.

#### Descripción de los materiales del sistema de interfase. SAMI.

Se incorporó árido calizo de tamaño máximo nominal de 10 mm y tamaño mínimo retenido de 8 mm.

En la Tabla IV-9 se indican la dotación de materiales presentes en el SAMI.

Descripción	Dotación	
Agregados pétreos	Tamaño Máximo 10 mm	7 kg/m <sup>2</sup>
	Tamaño Mínimo 8 mm	
Betún modificado	BM - 4	2,8 kg/m <sup>2</sup>

Tabla IV-9 Materiales utilizados para la confección del SAMI

## E) FABRICACIÓN DE PROBETAS CON SOLAPE

El procedimiento de fabricación es similar al utilizado en la fabricación de probetas de adherencia, donde el betún residual (en forma de emulsión ECR-3) se aplicaba en varias ocasiones sobre la geomalla hasta alcanzar el contenido deseado.

### Procedimiento

Se prepararon dos muestras (identificadas como A y B) de geomalla Hatelit de 305 x 200 mm.

A la muestra A se le aplicó en toda su superficie un contenido de ligante residual de  $0.45 \text{ kg/m}^2$  de betún residual. A la muestra B se le aplicó solo en la mitad de su superficie un contenido de ligante residual de  $0,45 \text{ kg/m}^2$  y se dejó la otra mitad sin la aplicación de contenido de betún. Esto se observa en la FOTO IV-21.



MUESTRA A



MUESTRA B

FOTO IV-21 Preparación de muestras para ensayo de solape

En la FOTO IV-21 la geomalla está puesta en vista inversa, por el lado del ligante, su posición real y colocación definitiva es la de la FOTO IV-22.



FOTO IV-22 Posición de las muestras para solape

De acuerdo a este emplazamiento en la zona de solape, quedaron dos secciones de geomalla 100,1 mm x 305,0 mm, contando solo en dicha sección con ligante la geomalla inferior (muestra A).

La grieta inducida queda emplazada en la zona de solape, tal como muestra la FOTO IV-23. El sentido de la grieta en relación con la colocación de la geomalla es el mismo; o sea, la fisura inducida tiene la misma dirección que la colocación del geosintético.

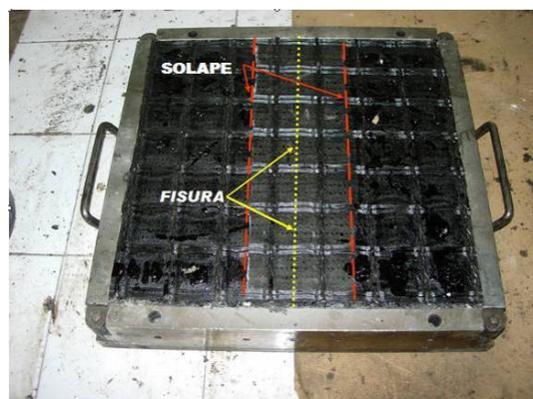


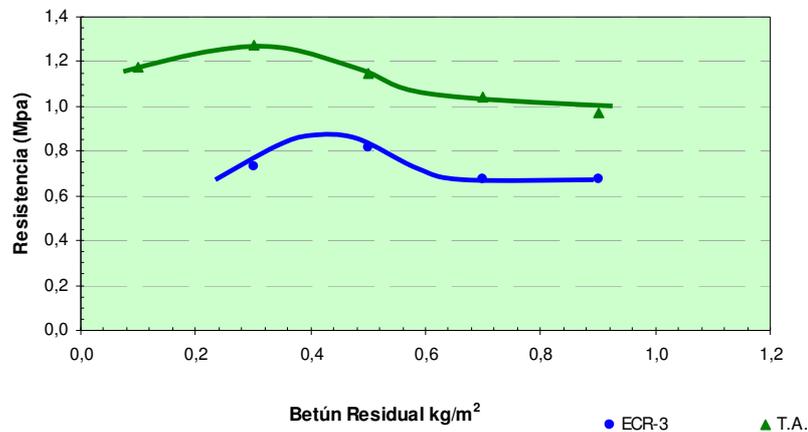
FOTO IV-23 Posición de la fisura inducida

## ANEXO V: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE ADHERENCIA

Tipo		Referencia	
Geosintético		Sin	
Fabricación		DISCONTINUA	
Aplicación betún residual		Sobre probeta	
Tipo de betún residual		ECR-3	
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm
33 - A	0,30	0,71	1,62
33 - B	0,30	0,75	2,07
34 - A	0,50	0,77	0,50
34 - B	0,50	0,85	1,37
35 - A	0,70	0,70	0,51
35 - B	0,70	0,65	1,91
36 - A	0,90	0,67	1,83
36 - B	0,90	0,67	1,25

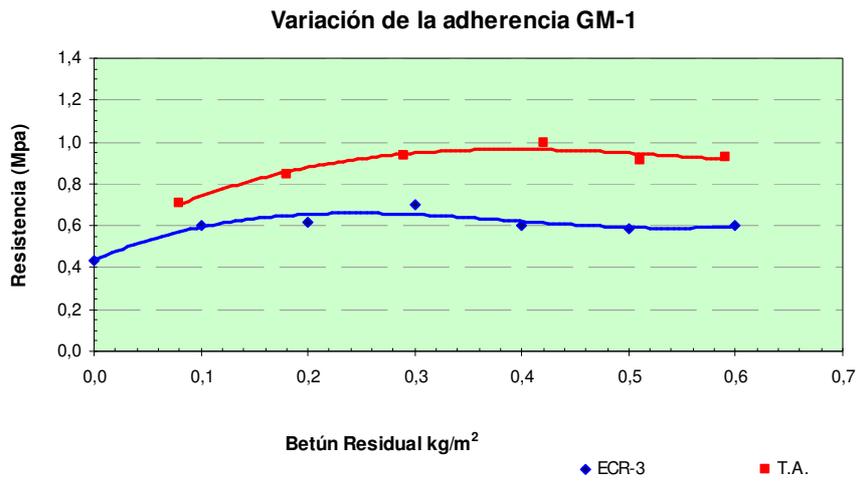
Tipo		Referencia	
Geosintético		Sin	
Fabricación		DISCONTINUA	
Aplicación betún residual		Sobre probeta	
Tipo de betún residual		Termoadherente	
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm
58 - A	0,30	1,26	3,80
58 - B	0,30	1,28	3,70
59 - A	0,50	1,12	3,40
59 - B	0,50	1,18	3,90
60 - A	0,70	1,00	3,40
60 - B	0,70	1,09	3,40
61 - A	0,90	0,89	2,80
61 - B	0,90	1,05	3,10
62 - A	0,10	1,16	0,00
62 - B	0,10	1,20	0,00

Variación de la adherencia Referencia



<b>Tipo</b>		GM-1	
<b>Geosintético</b>		Geomalla	
<b>Fabricación</b>		DISCONTINUA	
<b>Aplicación betún residual</b>		Sobre probeta	
<b>Tipo de betún residual</b>		ECR-3	
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm
40 - A	0,6	0,6	2,37
40 - B	0,6	0,6	2,18
41 - A	0,6	0,6	1,01
41 - B	0,6	0,6	1,77
42 - A	0,5	0,6	1,28
42 - B	0,5	0,6	2,3
43 - A	0,5	0,6	1,52
43 - B	0,5	0,6	1,86
44 - A	0,4	0,7	1,75
44 - B	0,4	0,65	2,38
45 - A	0,4	0,6	1,56
45 - B	0,4	0,6	1,19
46 - A	0,4	0,6	1,87
46 - B	0,4	0,5	1,58
47 - B	0,3	0,8	2,79
51 - A	0,2	0,6	2,09
51 - B	0,2	0,6	0,8
52 - A	0,2	0,6	1,63
52 - B	0,2	0,6	1,23
53 - A	0,1	0,6	1,09
53 - B	0,1	0,6	2,18
54 - A	0,1	0,6	1,3
54 - B	0,1	0,6	1,67
55 - A	0,1	0,6	0,81
55 - B	0,1	0,6	1,63
56 - A	0	0,4	1,53
56 - B	0	0,4	2,18
57 - A	0	0,5	1,38
57 - B	0	0,4	1,14
47 - A	0,3	0,9	2,84

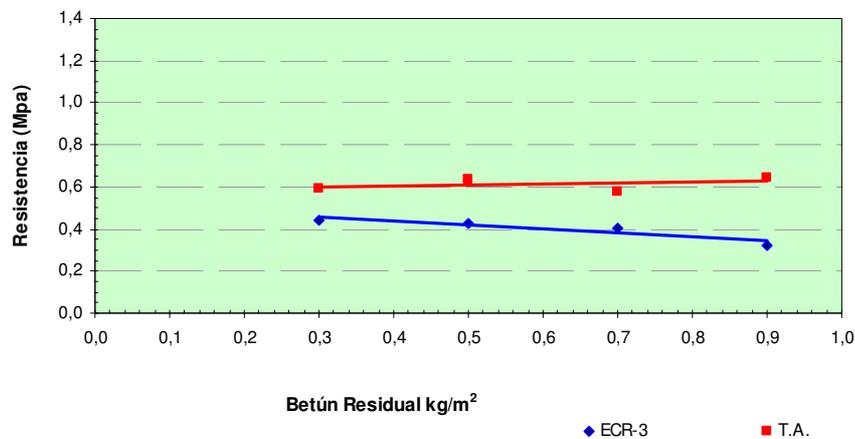
<b>Tipo</b>		GM-1	
<b>Geosintético</b>		Geomalla	
<b>Fabricación</b>		DISCONTINUA	
<b>Aplicación betún residual</b>		Sobre probeta	
<b>Tipo de betún residual</b>		Termoadherente	
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm
84 - A	0,08	0,6	3,30
84 - B	0,08	0,8	3,40
85 - A	0,18	0,9	3,60
85 - B	0,18	0,8	3,40
86 - A	0,29	1,0	4,20
86 - B	0,29	0,9	3,90
87 - A	0,42	1,1	4,60
87 - B	0,42	0,9	4,10
88 - A	0,51	1,0	3,80
88 - B	0,51	0,8	3,90
89 - A	0,59	0,9	3,40
89 - B	0,59	1,0	3,70



<b>Tipo</b>				GM-2
<b>Geosintético</b>				Geomalla
<b>Fabricación</b>				DISCONTINUA
<b>Aplicación betún residual</b>				Sobre probeta
<b>Tipo de betún residual</b>				ECR-3
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm	
76 - A	0,30	0,5	1,41	
76 - B	0,30	0,4	1,69	
77 - A	0,50	0,5	1,49	
77 - B	0,50	0,4	1,70	
78 - A	0,70	0,4	1,13	
78 - B	0,70	0,4	1,46	
79 - A	0,90	0,3	1,39	
79 - B	0,90	0,4	1,23	

<b>Tipo</b>				GM-2
<b>Geosintético</b>				Geomalla
<b>Fabricación</b>				DISCONTINUA
<b>Aplicación betún residual</b>				Sobre probeta
<b>Tipo de betún residual</b>				Termoadherente
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm	
71 - A	0,30	0,4	3,40	
71 - B	0,30	0,7	3,40	
72 - A	0,50	0,6	3,00	
72 - B	0,50	0,7	3,30	
73 - A	0,70	0,6	3,00	
73 - B	0,70	0,5	3,50	
74 - A	0,90	0,6	3,10	
74 - B	0,90	0,7	3,10	
75 - A	0,30	0,7	0,00	
75 - B	0,30	0,5	0,00	

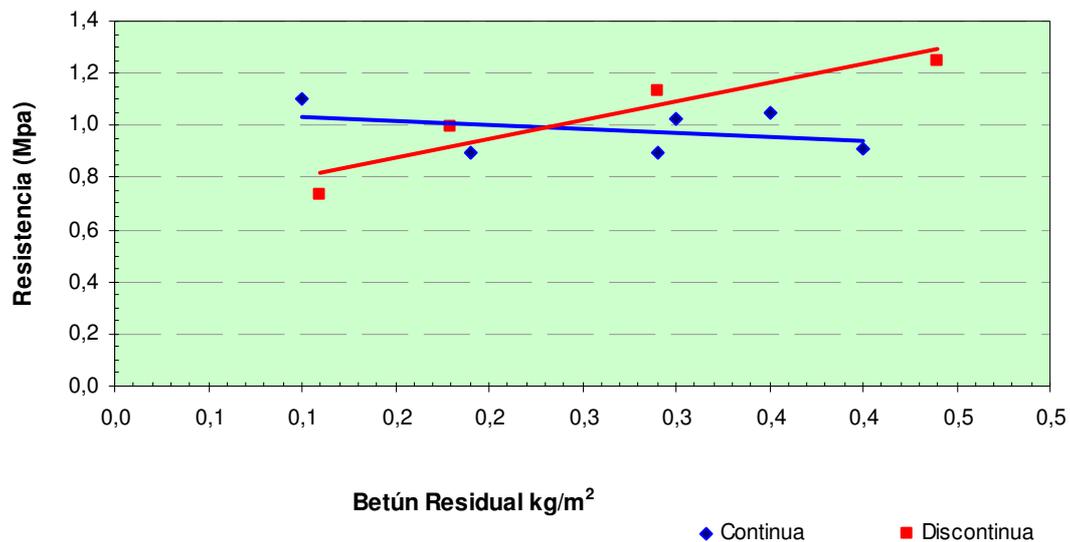
**Variación de la adherencia GM-2**



<b>Tipo</b>				GM-3
<b>Geosintético</b>				Geomalla
<b>Fabricación</b>				CONTINUA
<b>Aplicación betún residual</b>				Sobre probeta
<b>Tipo de betún residual</b>				ECR-3
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm	
17 - A	0,10	0,93	3,9	
17 - B	0,10	1,28	4,1	
18 - A	0,19	1,01	3,9	
18 - B	0,19	0,91	3,6	
19 - A	0,19	0,88	4,0	
19 - B	0,19	0,77	3,7	
20 - A	0,30	1,02	4,1	
20 - B	0,30	1,02	3,9	
21 - A	0,29	0,75	3,9	
21 - B	0,29	1,04	5,0	
22 - A	0,35	1,11	4,7	
22 - B	0,35	0,98	4,7	
23 - A	0,40	0,92	3,9	
23 - B	0,40	0,89	3,8	

<b>Tipo</b>				GM-3
<b>Geosintético</b>				Geomalla
<b>Fabricación</b>				DISCONTINUA
<b>Aplicación betún residual</b>				Sobre probeta
<b>Tipo de betún residual</b>				Termoadherente
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm	
80 - A	0,11	0,7	3,50	
80 - B	0,11	0,7	3,40	
81 - A	0,18	1,0	3,70	
81 - B	0,18	1,0	3,70	
82 - A	0,29	1,2	4,30	
82 - B	0,29	1,1	4,10	
83 - A	0,44	1,3	4,50	
83 - B	0,44	1,2	4,40	

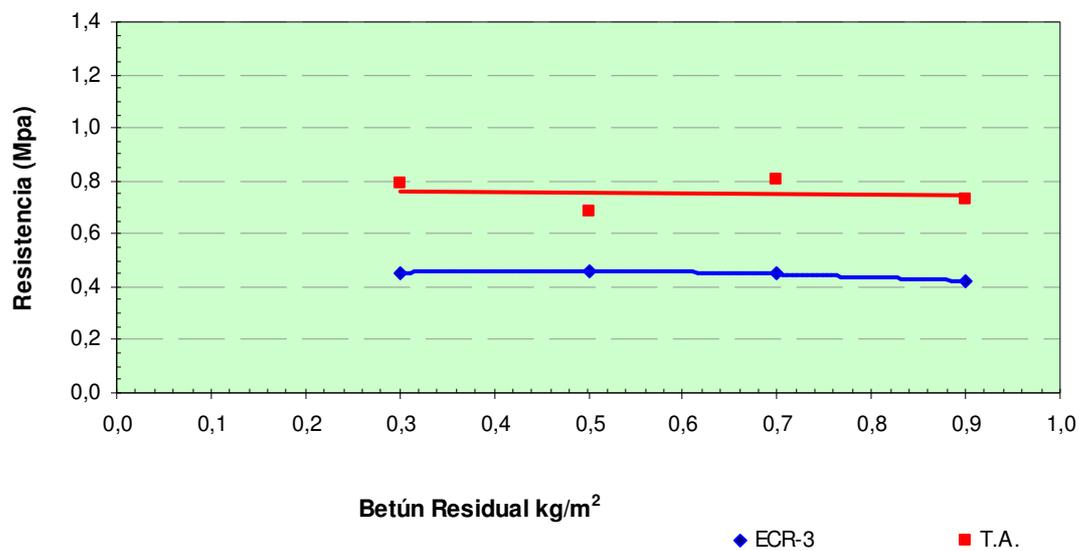
**Variación de la adherencia GM-3**



<b>Tipo</b>				GM-4
<b>Geosintético</b>				Geomalla
<b>Fabricación</b>				DISCONTINUA
<b>Aplicación betún residual</b>				Sobre probeta
<b>Tipo de betún residual</b>				ECR-3
Número Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm	
67 - A	0,30	0,4	5,51	
67 - B	0,30	0,5	1,68	
68 - A	0,50	0,5	1,48	
68 - B	0,50	0,5	2,09	
69 - A	0,70	0,5	1,48	
69 - B	0,70	0,4	1,57	
70 - A	0,90	0,4	1,98	
70 - B	0,90	0,4	1,69	

<b>Tipo</b>				GM-4
<b>Geosintético</b>				Geomalla
<b>Fabricación</b>				DISCONTINUA
<b>Aplicación betún residual</b>				Sobre probeta
<b>Tipo de betún residual</b>				Termoadherente
Número Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm	
63 - A	0,30	0,8	3,50	
63 - B	0,30	0,8	3,70	
64 - A	0,50	0,7	3,40	
64 - B	0,50	0,6	3,60	
65 - A	0,70	0,8	3,30	
65 - B	0,70	0,8	3,60	
66 - A	0,90	0,7	3,30	
66 - B	0,90	0,8	3,50	

### Variación de la adherencia GM-4

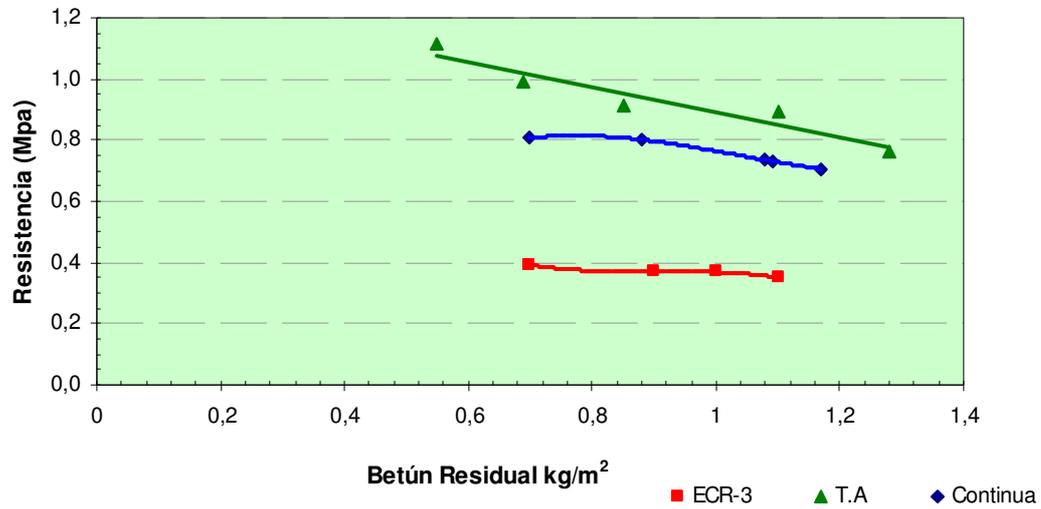


<b>Tipo</b>			
		GT-1	
<b>Geosintético</b>		Geotextil	
<b>Fabricación</b>		DISCONTINUA	
<b>Aplicación betún residual</b>		Sobre probeta	
<b>Tipo de betún residual</b>		ECR-3	
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm
7 - A	0,70	0,41	1,68
7 - B	0,70	0,38	1,03
8 - A	0,70	0,35	2,96
8 - B	0,70	0,43	1,93
9 - A	0,90	0,43	2,36
9 - B	0,90	0,39	1,6
10 - A	0,90	0,33	2,13
10 - B	0,90	0,34	1,61
11 - A	1,00	0,31	2,07
11 - B	1,00	0,39	2,04
12 - A	1,00	0,39	2,24
12 - B	1,00	0,38	2,56
13 - A	1,10	0,36	1,67
13 - B	1,10	0,39	2,32
14 - A	1,10	0,34	2,2
14 - B	1,10	0,32	1,65
15 - A	0,70	0,37	1,59
15 - B	0,70	0,42	1,39
16 - A	0,70	0,43	1,72
16 - B	0,70	0,36	1,49

<b>Tipo</b>			
		GT-1	
<b>Geosintético</b>		Geotextil	
<b>Fabricación</b>		CONTINUA	
<b>Aplicación betún residual</b>		Sobre geotextil	
<b>Tipo de betún residual</b>		ECR-3	
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm
1 - A	0,70	0,81	1,31
1 - B	0,70	0,81	1,49
2 - A	0,88	0,80	1,46
2 - B	0,88	0,81	2,07
3 - A	0,88	0,78	1,66
3 - B	0,88	0,82	2,07
4 - A	1,08	0,82	2,38
4 - B	1,08	0,65	2,4
5 - A	1,09	0,72	1,72
5 - B	1,09	0,75	1,68
6 - A	1,17	0,64	1,41
6 - B	1,17	0,77	1,87

<b>Tipo</b>			
		GT-1	
<b>Geosintético</b>		Geotextil	
<b>Fabricación</b>		CONTINUA	
<b>Aplicación betún residual</b>		Sobre geotextil	
<b>Tipo de betún residual</b>		Termoadherente	
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm
90 - A	0,69	1,0	2,05
90 - B	0,69	1,0	2,05
91 - A	0,85	0,9	1,49
91 - B	0,85	0,9	1,48
92 - A	1,10	0,9	1,82
92 - B	1,10	0,9	1,87
93 - A	1,28	0,7	2,35
93 - B	1,28	0,8	2,26
94 - A	0,55	1,1	4,20
94 - B	0,55	1,1	3,90

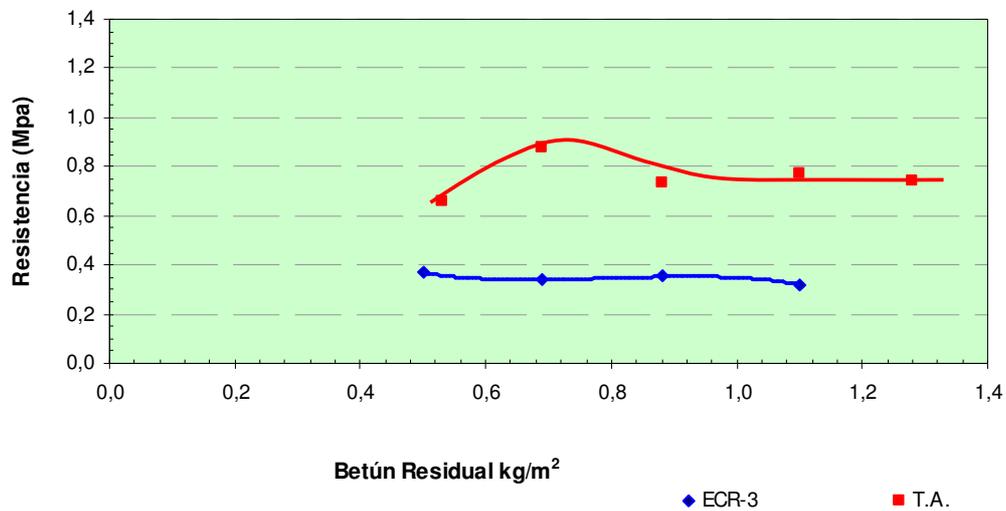
## Variación de la adherencia (GT-1)



<b>Tipo</b>				GT-2
<b>Geosintético</b>				Geotextil
<b>Fabricación</b>				DISCONTINUA
<b>Aplicación betún residual</b>				Sobre geomalla
<b>Tipo de betún residual</b>				ECR-3
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm	
24 - A	0,50	0,35	2,11	
24 - B	0,50	0,39	1,9	
25 - A	0,69	0,32	2,73	
25 - B	0,69	0,36	1,82	
26 - A	0,88	0,35	2,53	
26 - B	0,88	0,36	2,33	
27 - A	1,10	0,34	2,15	
27 - B	1,10	0,30	2,29	

<b>Tipo</b>				GT-2
<b>Geosintético</b>				Geotextil
<b>Fabricación</b>				DISCONTINUA
<b>Aplicación betún residual</b>				Sobre geomalla
<b>Tipo de betún residual</b>				Termoadherente
Numero Probeta	Betún residual kg/m <sup>2</sup>	Esfuerzo Mpa	Deformación mm	
28 - A	0,69	0,9	2,34	
28 - B	0,69	0,9	1,78	
29 - A	0,88	0,8	2,50	
29 - B	0,88	0,7	2,64	
30 - A	1,1	0,8	2,04	
30 - B	1,1	0,8	1,98	
31 - A	1,28	0,8	1,89	
31 - B	1,28	0,7	2,13	
32 - A	0,53	0,6	3,20	
32 - B	0,53	0,7	3,40	

**Variación de la adherencia GT-2**





## ANEXO VI: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DINÁMICOS

## A) % FIJO DE BETÚN RESIDUAL

Tipo	GM-1	Nº PROBETA		D - 1	D - 2	D - 3(*)
Geosintético	Geomalla	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		0,35	0,33	0,33
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	73.000	76.000	155.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	73.000	81.000	154.000
Aplicación betún residual	% fijo sobre geomalla	Deformación Unitaria	Transductor A	9,49E-04	9,34E-04	9,53E-04
			Transductor B	8,99E-04	9,26E-04	9,88E-04

(\*) Muestra no utilizada en el estudio

Tipo	GT-1	Nº PROBETA		D - 8	D - 9	D - 10
Geosintético	Geotextil A	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		1,10	1,12	1,10
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	72.000	30.000	17.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	71.000	28.000	19.000
Aplicación betún residual	% fijo sobre geotextil	Deformación Unitaria	Transductor A	8,20E-04	9,77E-04	9,28E-04
			Transductor B	8,06E-04	9,69E-04	9,37E-04

Tipo	Sin Geosintético	Nº PROBETA		D - 15	D - 16	D - 17
Geosintético		Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		0,40	0,40	0,40
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	22.000	13.600	12.800
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	22.000	13.600	12.800
Aplicación betún residual	% fijo sobre probeta	Deformación Unitaria	Transductor A	8,24E-04	7,95E-04	9,20E-04
			Transductor B	8,17E-04	8,61E-04	9,12E-04

Tipo	GM-3	Nº PROBETA		D - 22	D - 23	D - 24
Geosintético	Geomalla	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		0,35	0,34 (*)	0,34
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	85.000	39.000	120.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	85.000	39.000	124.000
Aplicación betún residual	% fijo sobre geomalla	Deformación Unitaria	Transductor A	1,00E-03	9,39E-04	1,05E-03
			Transductor B	9,55E-04	9,39E-04	1,04E-03

(\*) Muestra no utilizada en el estudio

Tipo	GT-1	Nº PROBETA		D - 25	D - 26	D - 27
Geosintético	Compuesto	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		1,09	1,09	1,10
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	61.000	101.000	123.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	62.000	101.000	121.000
Aplicación betún residual	% fijo sobre compuesto	Deformación Unitaria	Transductor A	9,23E-04	9,69E-04	9,37E-04
			Transductor B	9,23E-04	9,69E-04	1,06E-03

Tipo	GT-2	Nº PROBETA		D - 28	D - 29	D - 30
Geosintético	Geotextil	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		1,09	1,09	1,10
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	47.000	69.000	59.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	48.000	65.000	59.000
Aplicación betún residual	% fijo sobre geotextil	Deformación Unitaria	Transductor A	9,98E-04	9,42E-04	9,71E-04
			Transductor B	9,81E-04	9,59E-04	9,71E-04

Tipo	GM-4	Nº PROBETA		D - 31	D - 32	D - 33	D - 34	D - 35
Geosintético	Geomalla	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		0,00	0,00	0,00	0,35	0,35
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	236.000	-	269.000	211.000	174.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	236.000	-	269.000	222.000	172.000
Aplicación betún residual	% fijo sobre probeta	Deformación Unitaria	Transductor A	9,57E-04	-	9,35E-04	8,86E-04	8,99E-04
			Transductor B	9,57E-04	-	8,93E-04	8,94E-04	8,99E-04

Tipo	GM-2	Nº PROBETA		D - 36	D - 37	D - 38
Geosintético	Geomalla	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		1,10	1,10	1,10
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	136.000	175.000	148.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	135.000	179.000	140.000
Aplicación betún residual	% fijo sobre probeta	Deformación Unitaria	Transductor A	9,40E-04	9,07E-04	8,73E-04
			Transductor B	9,40E-04	9,23E-04	8,73E-04

Tipo	SAMI	Nº PROBETA		D - 39	D - 40	D - 41
Geosintético	--	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		2,80	2,80	2,80
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	46.400	58.800	53.000
Tipo de betún residual	BM - 4		Transductor B	49.200	57.200	44.000
Aplicación betún residual	% fijo sobre probeta	Deformación Unitaria	Transductor A	9,65E-04	8,70E-04	9,64E-04
			Transductor B	8,88E-04	9,35E-04	1,00E-03

**B) % VARIABLE DE BETÓN RESIDUAL**

Tipo	GM-1	Nº PROBETA		D - 4	D - 5	D - 6	D - 7
Geosintético	Geomalla	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		0,10	0,29	0,50	0,72
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	56.000	90.000	99.000	57.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	56.000	88.000	98.000	53.000
Aplicación betún residual	% variable sobre geomalla	Deformación Unitaria	Transductor A	9,34E-04	9,42E-04	9,68E-04	9,43E-04
			Transductor B	9,51E-04	9,86E-04	9,42E-04	9,18E-04

Tipo	Referencia	Nº PROBETA		D - 18	D - 19	D - 20	D - 21
Geosintético	Sin	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		0,10	0,29	0,50	0,72
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	18.200	27.200	17.200	s/i
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	18.200	26.400	17.400	s/i
Aplicación betún residual	% variable sobre probeta	Deformación Unitaria	Transductor A	9,45E-04	9,04E-04	8,96E-04	--
			Transductor B	9,36E-04	9,73E-04	9,46E-04	--

Tipo	GT-1	Nº PROBETA		D - 11	D - 12	D - 13	D - 14
Geosintético	Geotextil A	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		0,50	0,70	0,92	1,28
Fabricación	Discontinua	Ciclos	Transductor A	37.000	43.000	43.000	45.000
Tipo de betún residual	ECR - 3		Transductor B	37.000	42.000	45.000	46.000
Aplicación betún residual	% variable sobre geotextil	Deformación Unitaria	Transductor A	1,11E-03	8,91E-04	1,26E-03	9,84E-04
			Transductor B	1,11E-03	9,40E-04	1,27E-03	9,75E-04

Geosintético con Solape

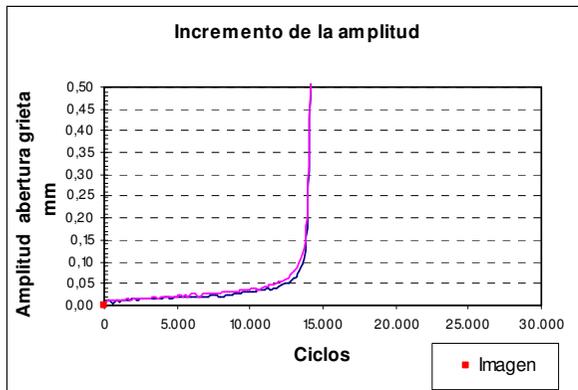
Tipo	SOLAPE GM-1	Nº PROBETA		D - 42	D - 43
<b>Geosintético</b>	<b>Geomalla</b>	Betún Residual kg/m <sup>2</sup>		0,45	0,45
<b>Fabricación</b>	<b>Discontinua</b>	Ciclos	Transductor A	46.400	58.800
<b>Tipo de betún residual</b>	<b>ECR - 3</b>		Transductor B	49.200	57.200
<b>Aplicación betún residual</b>	<b>% fijo sobre geomalla</b>	Deformación Unitaria	Transductor A	1,04E-03	9,46E-04
			Transductor B	1,03E-03	9,46E-04



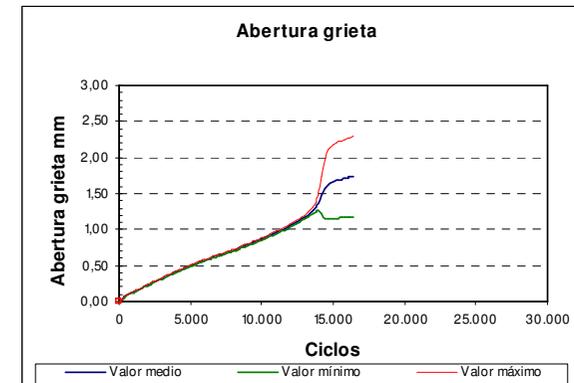
## ANEXO VII: SECUENCIA DE ROTURA DE PROBETA DURANTE EL ENSAYO DINÁMICO

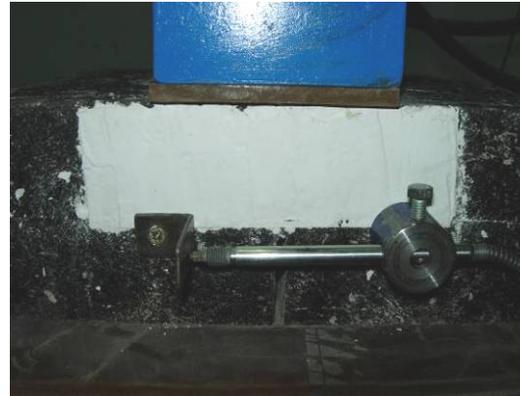
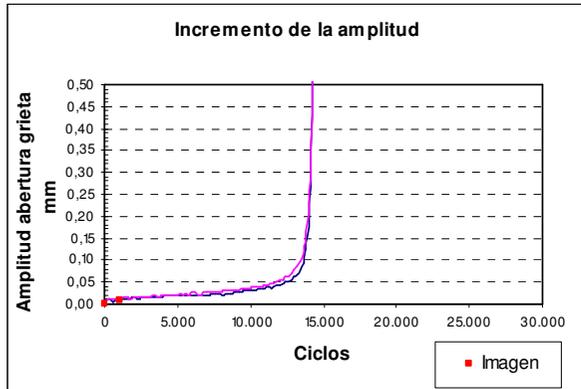
Se presenta una secuencia de imágenes de rotura de una probeta antirremonte sin geosintético, con sus correspondientes gráficos de amplitud de grieta y abertura media de la misma.

Los puntos rojos representan el ciclo en que se obtuvo la imagen.

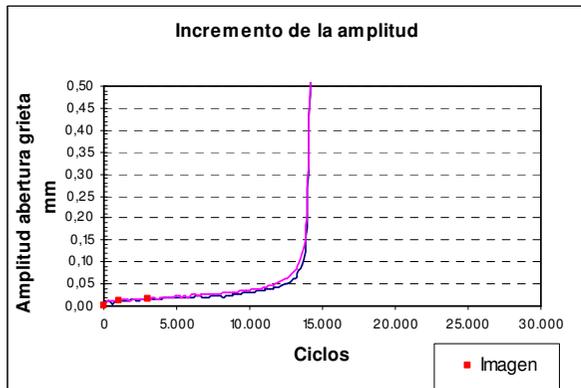
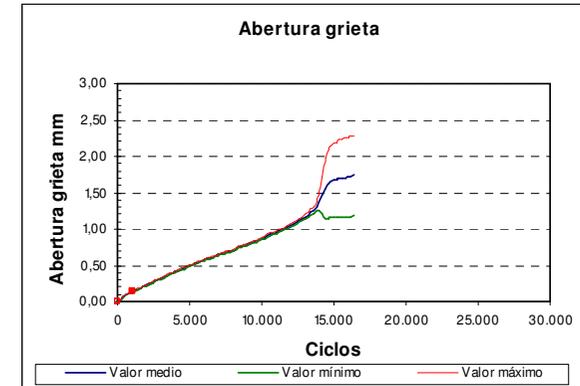


**CICLO 0.000**

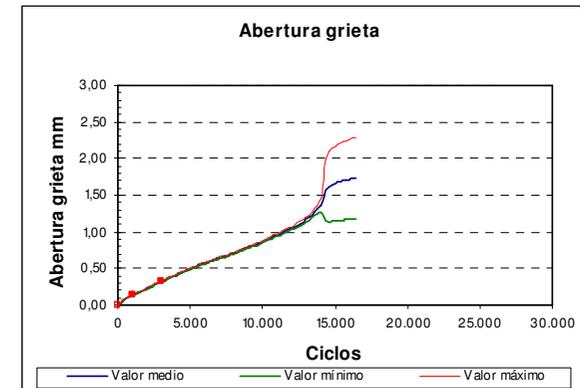


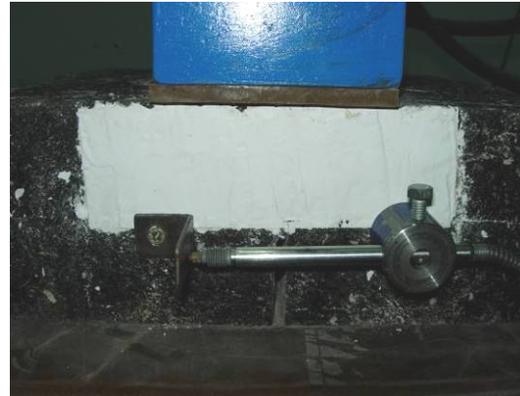
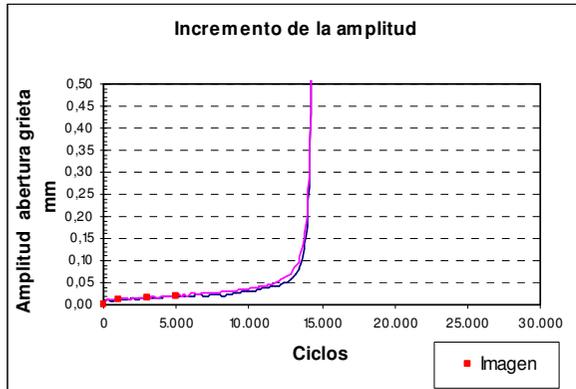


**CICLO 1.000**

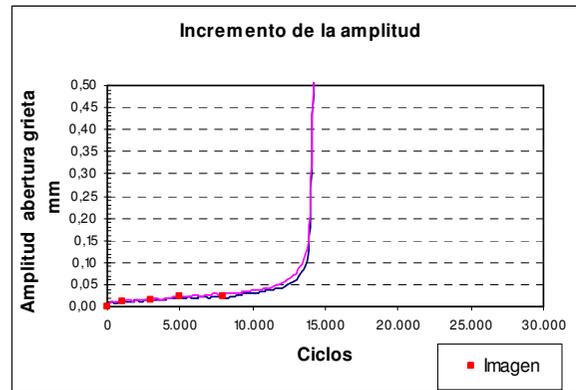
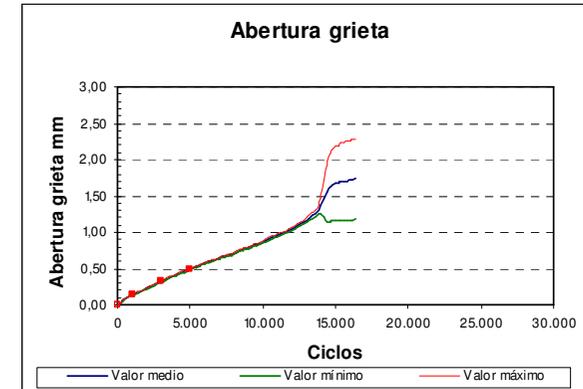


**CICLO 3.000**

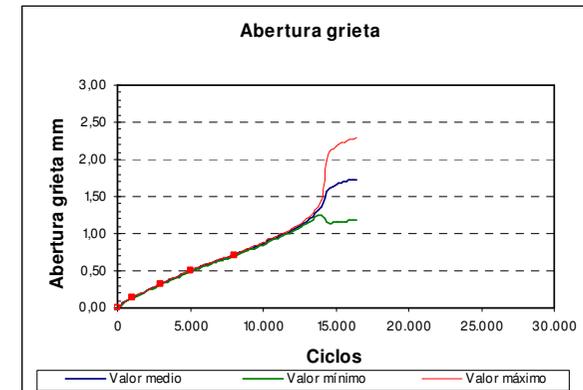


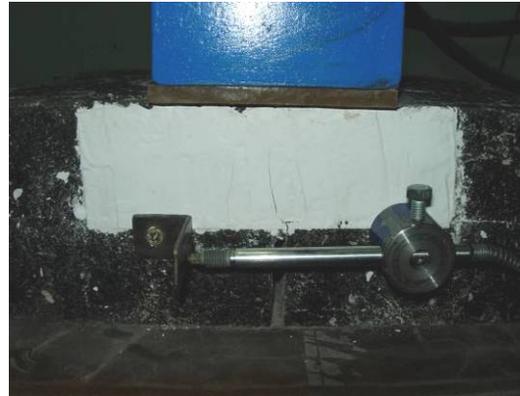
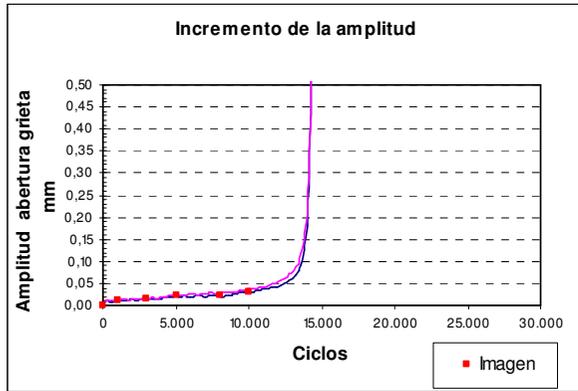


**CICLO 5.000**

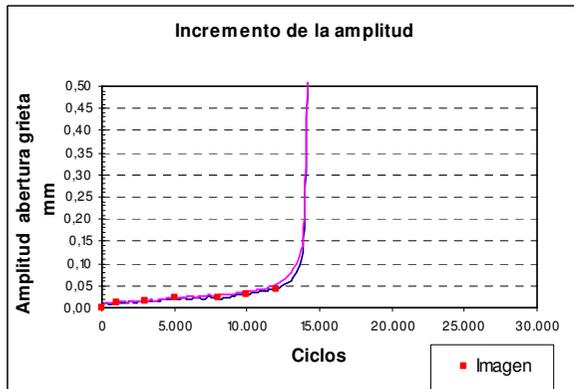
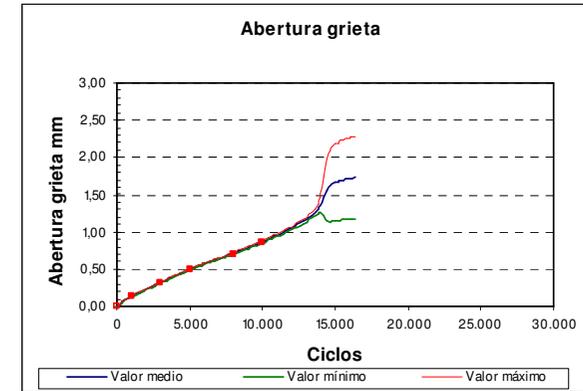


**CICLO 8.000**

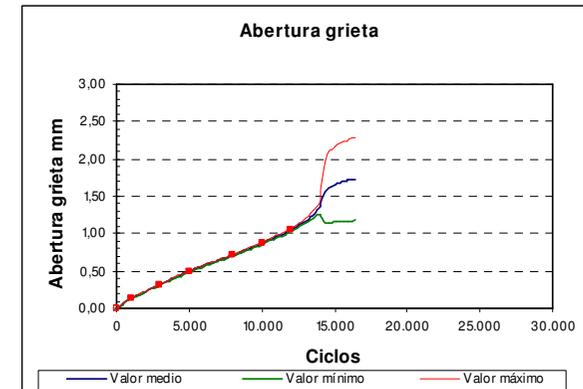


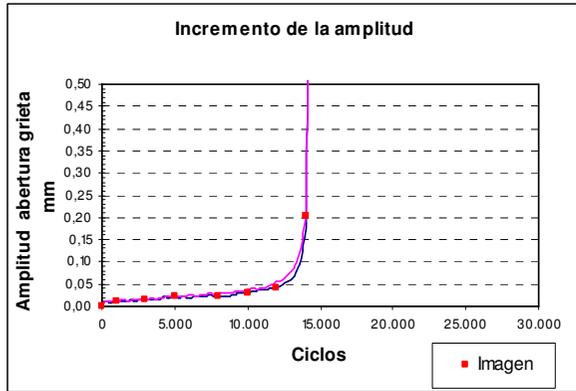


CICLO 10.000

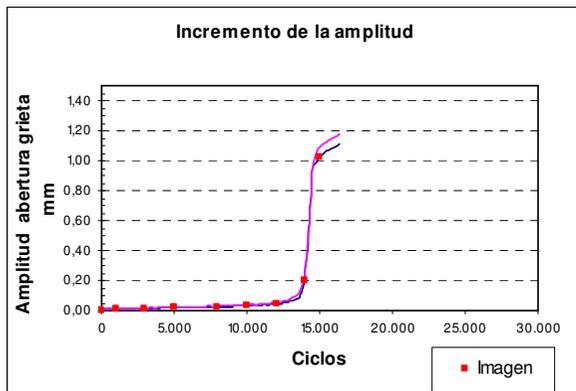
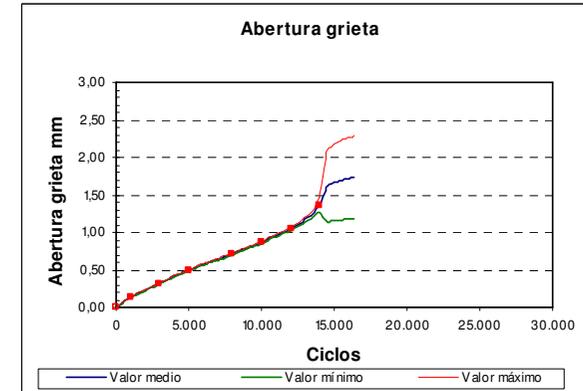


CICLO 12.000

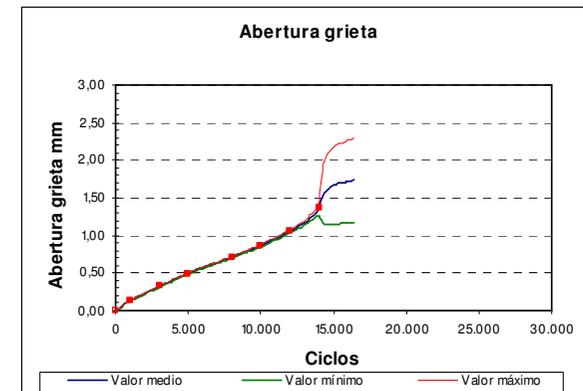




**CICLO 14.000**



**CICLO 15.000**

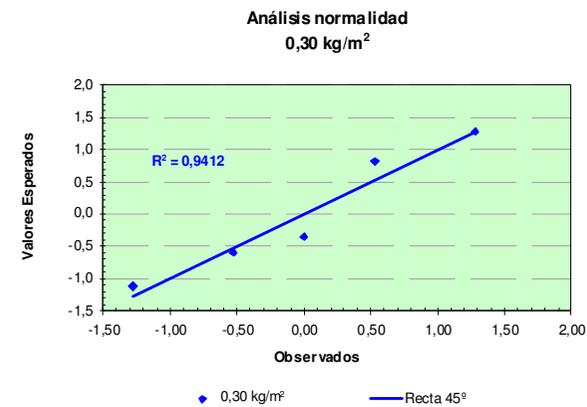




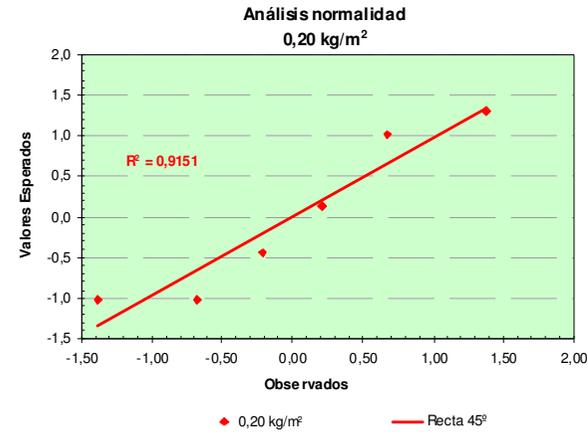
## ANEXO VIII: ANÁLISIS ESTADÍSTICO

### A) ANÁLISIS DE NORMALIDAD

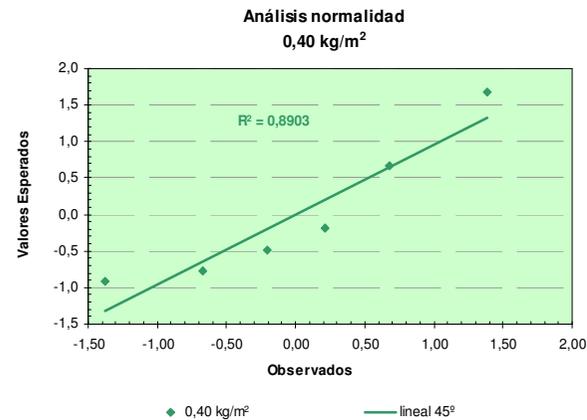
Análisis de normalidad con un 0,30 kg/m <sup>2</sup> de betún residual					
DATOS	7,4	6,7	6,37	7,2	6,6
<b>Observados</b>					
Datos menor a mayor	6,37	6,6	6,7	7,2	7,4
Orden	1	2	3	4	5
Largo	5				
Pi	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9
Dist Normal Inv Z	-1,28	-0,52	0,00	0,52	1,28
<b>Esperada según modelo</b>					
Media	6,854				
Desviación estándar	0,430				
Dist Normal Z	-1,1254	-0,590	-0,358	0,804	1,269
Análisis Shapiro – Wilks: la recta debe estar en 45º entre la probabilidad observada y la esperada según el modelo					



Análisis de normalidad con un 0,20 kg/m <sup>2</sup> de betún residual						
DATOS	6,4	6,5	5,7	5,7	6,1	5,9
<b>Observados</b>						
Datos menor a mayor	5,7	5,7	5,9	6,1	6,4	6,5
Orden	1	2	3	4	5	6
Largo	6					
Pi	0,083	0,025	0,4167	0,583	0,75	0,916
Dist Normal Inv Z	-1,38	-0,67	-0,21	0,21	0,67	1,38
<b>Esperada según modelo</b>						
Media	6,05					
Desviación estándar	0,345					
Dist Normal Z	-1,014	-1,014	-0,435	-0,144	1,014	1,304
Análisis Shapiro – Wilks: la recta debe estar en 45° entre la probabilidad observada y la esperada según el modelo						



Análisis de normalidad con un 0,40 kg/m <sup>2</sup> de betún residual						
DATOS	7,1	6,4	5,4	5,8	5,6	5,3
<b>Observados</b>						
Datos menor a mayor	5,3	5,4	5,6	5,8	6,4	7,1
Orden	1	2	3	4	5	6
Largo	6					
Pi	0,083	0,025	0,4167	0,583	0,75	0,916
Dist Normal Inv Z	-1,38	-0,67	-0,21	0,21	0,67	1,38
<b>Esperada según modelo</b>						
Media	5,93					
Desviación estándar	0,691					
Dist Normal Z	-0,915	-0,770	-0,481	-0,192	0,674	1,686
Análisis Shapiro – Wilks: la recta debe estar en 45° entre la probabilidad observada y la esperada según el modelo						



## B) COMPARACIÓN DE DOS MUESTRAS: TEST DE HIPÓTESIS

### DATOS

Comparación de muestras 0,2 kg/m<sup>2</sup> y 0,3 kg/m<sup>2</sup>

	6,4	6,5	5,7	5,7	6,1	5,9	Des-típica	media
0,2 kg/m <sup>2</sup> b.r	6,4	6,5	5,7	5,7	6,1	5,9	0,34	6,05
0,3 kg/m <sup>2</sup> b.r	7,4	6,7	6,37	7,2	6,6		0,43	6,85
Rango para la media poblacional $t_{975}$ 0,20kg/m <sup>2</sup>							Rango para la media poblacional $t_{975}$ 0,30kg/m <sup>2</sup>	
Intervalo de confianza para la media poblacional verdadera							Intervalo de confianza para la media poblacional verdadera	
	X1 =	6,05					X2 =	6,85
	S1 =	0,34					S2 =	0,43
	N1 =	6					N2 =	5
	$t_{975}$ =	2,45					$t_{975}$ =	2,78
	v (grados libertad)	6					v	4
	5,70496437	< u <	6,39503563				6,26	< u < 7,45
	con el 95% nivel de confianza						con el 95% nivel de confianza	

#### Diferencia de medias (muestras independientes)

Se aplica t de Student porque Fischer determina que no hay diferencias entre las desviaciones

Hipótesis Ho  $u1 = u2$   
H1  $u1 \neq u2$

Bajo Ho

N1 =	6	N2 =	5
(S <sub>1</sub> ) <sup>2</sup>	0,12	(S <sub>2</sub> ) <sup>2</sup>	0,18508
X1 =	6,05	X2 =	6,85
$\sigma =$	0,42679686		
t =	3,11099364		
v =	9		
- t <sub>995</sub> =	3,25	tabla	
t <sub>995</sub> =	3,25	tabla	

- 3,25 < 3,11 < 3,25

cumple no se rechaza

Hay evidencia para aceptar Ho que las muestras pertenecen a la misma población al nivel de significación p<0.01

- t <sub>975</sub> =	-2,26	tabla
t <sub>975</sub> =	2,26	tabla

- 2,26 < 3,11 < 2,26

no cumple se rechaza

Hay evidencia para rechazar Ho que las muestras pertenecen a la misma población al nivel de significación p<0.05

**DATOS**

Comparación de muestras 0,1 kg/m<sup>2</sup> y 0,3 kg/m<sup>2</sup>

	6,1	6,3	6,1	5,6	5,8	5,6	Des-típica	media	
0,1 kg/m <sup>2</sup> b.r							0,29	5,92	
0,3 kg/m <sup>2</sup> b.r	7,4	6,7	6,37	7,2	6,6		0,43	6,85	
Rango para la media poblacional $t_{975}$ 0,10kg/m <sup>2</sup> Intervalo de confianza para la media poblacional verdadera							Rango para la media poblacional $t_{975}$ 0,30kg/m <sup>2</sup> Intervalo de confianza para la media poblacional verdadera		
	X1 =		5,92				X2 =	6,85	
	S1 =		0,29				S2 =	0,43	
	N1 =		6				N2 =	5	
	$t_{975}$ =		2,45				$t_{975}$ =	2,78	
	v (grados libertad)		6				v	4	
	5,62	< u <		6,21			6,26	< u <	7,45
	con el 95% nivel de confianza							con el 95% nivel de confianza	

**Diferencia de medias (muestras independientes)**

Se aplica t de Student porque Fischer determina que no hay diferencias entre las desviaciones

Hipótesis Ho

$$u1 = u2$$

H1

$$u1 \neq u2$$

Bajo Ho

N1 =	6	N2 =	5
(S <sub>1</sub> ) <sup>2</sup>	0,09	(S <sub>2</sub> ) <sup>2</sup>	0,18508
X1 =	5,92	X2 =	6,85
$\sigma$ =	0,39991666		
t =	3,87069411		
v =	9		
- t <sub>995</sub> =	3,25	tabla	
t <sub>995</sub> =	3,25	tabla	

$$- 3,25 < 3,87 < 3,25$$

No cumple se rechaza

Hay evidencia para aceptar Ho que las muestras pertenecen a la misma población al nivel de significación p<0.01

- t <sub>975</sub> =	-2,26	tabla
t <sub>975</sub> =	2,26	tabla

$$- 2,26 < 3,87 < 2,26$$

no cumple se rechaza

Hay evidencia para rechazar Ho que las muestras pertenecen a la misma población al nivel de significación p<0.01

**DATOS** Comparación de muestras 0,3 kg/m<sup>2</sup> y 0,4 kg/m<sup>2</sup>

	7,4	6,7	6,37	7,2	6,6		Des-típica	media	
0,3 kg/m <sup>2</sup> b.r							0,43	6,85	
0,4 kg/m <sup>2</sup> b.r	7,1	6,38	5,4	5,8	5,6	5,3	0,69	5,93	
Rango para la media poblacional $t_{.975}$ 0,30kg/m <sup>2</sup>							Rango para la media poblacional $t_{.975}$ 0,30kg/m <sup>2</sup>		
Intervalo de confianza para la media poblacional verdadera							Intervalo de confianza para la media poblacional verdadera		
	X1 =		6,85				X2 =	5,93	
	S1 =		0,43				S2 =	0,69	
	N1 =		5				N2 =	6	
	$t_{.975}$ =		2,776				$t_{.975}$ =	2,571	
	v (grados libertad)		4				v	5	
	6,256	< u <		7,451			5,14	< u <	6,72
	con el 95% nivel de confianza						con el 95% nivel de confianza		

**Diferencia de medias (muestras independientes)**

Se aplica t de Student porque Fischer determina que no hay diferencias entre las desviaciones

Hipótesis Ho  $u1 = u2$   
H1  $u1 \neq u2$

Bajo Ho

N1 =	5	N2 =	6
(S <sub>1</sub> ) <sup>2</sup>	0,19	(S <sub>2</sub> ) <sup>2</sup>	0,475
X1 =	6,85	X2 =	5,93
$\sigma =$	0,6476		
t =	-2,356		
v =	9		
- $t_{.995}$ =	3,25	tabla	
$t_{.995}$ =	3,25	tabla	

$- 3,25 < 2,356 < 3,25$

cumple no se rechaza

Hay evidencia para aceptar Ho que las muestras pertenecen a la misma población al nivel de significación  $p < 0.01$

-  $t_{.975}$  = -2,26 tabla  
 $t_{.975}$  = 2,26 tabla

$- 2,26 < 2,356 < 2,26$

no cumple se rechaza

Hay evidencia para rechazar Ho que las muestras pertenecen a la misma población al nivel de significación  $p < 0,05$

**DATOS**

Comparación de muestras 0,5 kg/m<sup>2</sup> y 0,6 kg/m<sup>2</sup>

	6,0	5,8	5,5	5,7			Des-típica	media
0,5 kg/m <sup>2</sup> b.r							0,21	5,75
0,6 kg/m <sup>2</sup> b.r	6,1	5,5	6,1	6,1			0,30	5,95
Rango para la media poblacional $t_{.975}$ 0,50kg/m <sup>2</sup> Intervalo de confianza para la media poblacional verdadera						Rango para la media poblacional $t_{.975}$ 0,60kg/m <sup>2</sup> Intervalo de confianza para la media poblacional verdadera		
X1 = 5,75						X2 = 5,95		
S1 = 0,21						S2 = 0,30		
N1 = 4						N2 = 4		
$t_{.975}$ = 3,182						$t_{.975}$ = 3,182		
v (grados libertad) 3						v 3		
5,367 < u < 6,132						5,40 < u < 6,50		
con el 95% nivel de confianza						con el 95% nivel de confianza		

**Diferencia de medias (muestras independientes)**

Se aplica t de Student porque Fischer determina que no hay diferencias entre las desviaciones

Hipótesis Ho

$u1 = u2$

H1

$u1 \neq u2$

Bajo Ho

N1 =	4	N2 =	46
(S <sub>1</sub> ) <sup>2</sup>	0,04	(S <sub>2</sub> ) <sup>2</sup>	0,09
X1 =	5,75	X2 =	5,95
$\sigma$ =	0,298		
t =	0,948		
v =	6		
- t <sub>.995</sub> =	-3,707	tabla	
t <sub>.995</sub> =	3,707	tabla	

$- 3,25 < 0,9486 < 3,25$

cumple no se rechaza

Hay evidencia para aceptar Ho que las muestras pertenecen a la misma población al nivel de significación  $p < 0,01$

- t <sub>.975</sub> =	-2,26	tabla
t <sub>.975</sub> =	2,26	tabla

$- 2,26 < 0,9486 < 2,26$

cumple no se rechaza

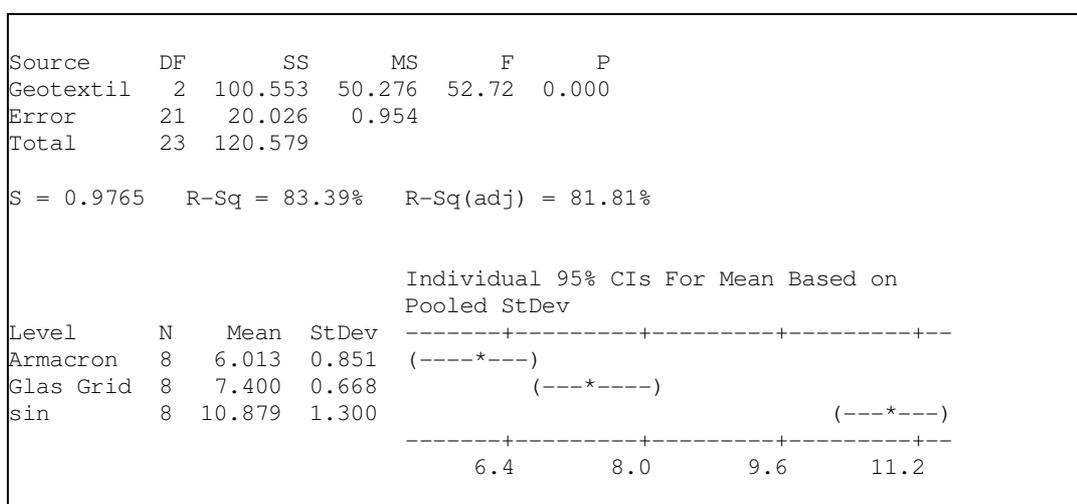
NO hay evidencia para rechazar Ho que las muestras pertenecen a la misma población al nivel de significación  $p < 0,05$

### C) ANÁLISIS DE VARIANZA (ANOVA)

En este apartado se presentan los resultados obtenidos del análisis de varianza (ANOVA) realizado para las probetas de adherencia.

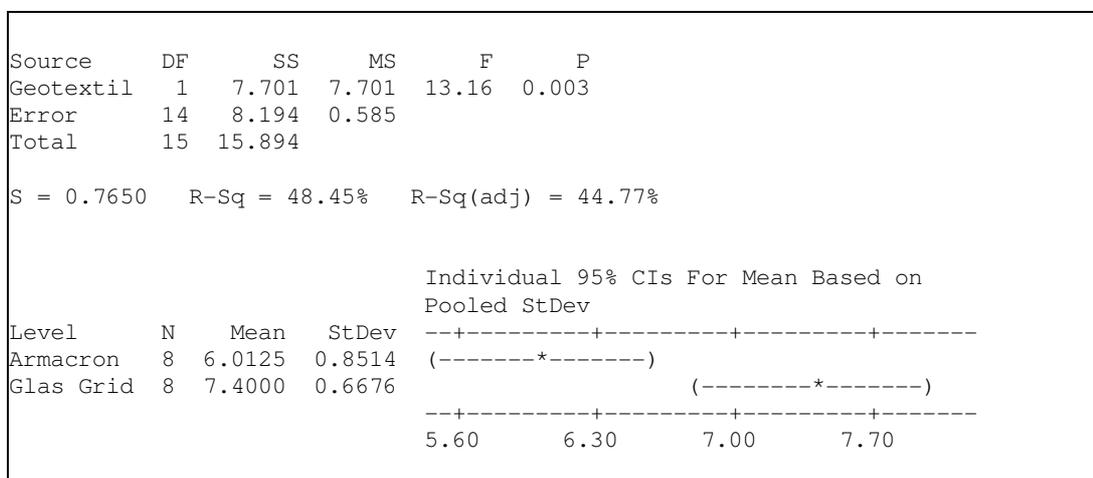
#### Análisis GM-2 y GM-4 con emulsión termoadherente

El análisis presenta que para las geomallas GM-2, GM-4 y probetas sin geosintéticos, una diferenciación estadísticamente significativa, lo que se ve reflejado en estadístico p menor que 0,05, como se aprecia en el cuadro siguiente:



Cuadro A

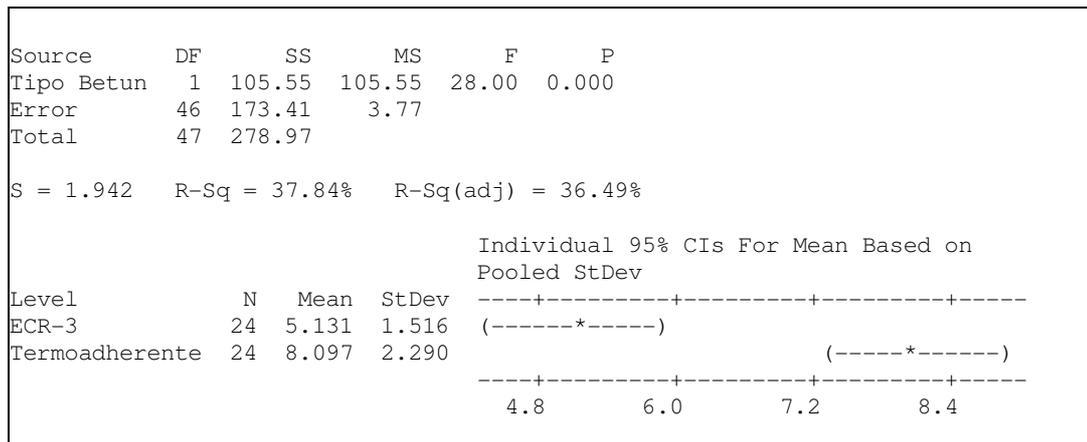
A primera vista la diferencia se ve fuertemente influida por la condición de inexistencia de una geomalla en la probeta, y no se determina si existe realmente una diferencia entre las geomallas. En un análisis centrado en las respuestas de las geomallas se determina que el estadístico p es 0.05 (ver cuadro siguiente), por lo que se considera que existen diferencias significativas entre los tipos de geomalla GM-2 y GM-4.



Cuadro B

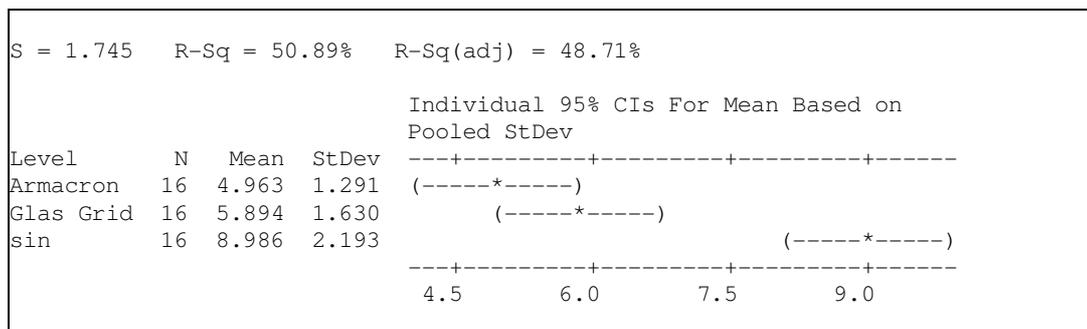
### Comparación de tipo de betún y geomallas

En este punto se analiza si el tipo de betún tiene alguna influencia sobre la respuesta de esfuerzo de las geomallas. Como se aprecia en el cuadro C el estadístico p es menor a 0.05 por lo que se considera que existe una dependencia de la respuesta al tipo de betún utilizado.

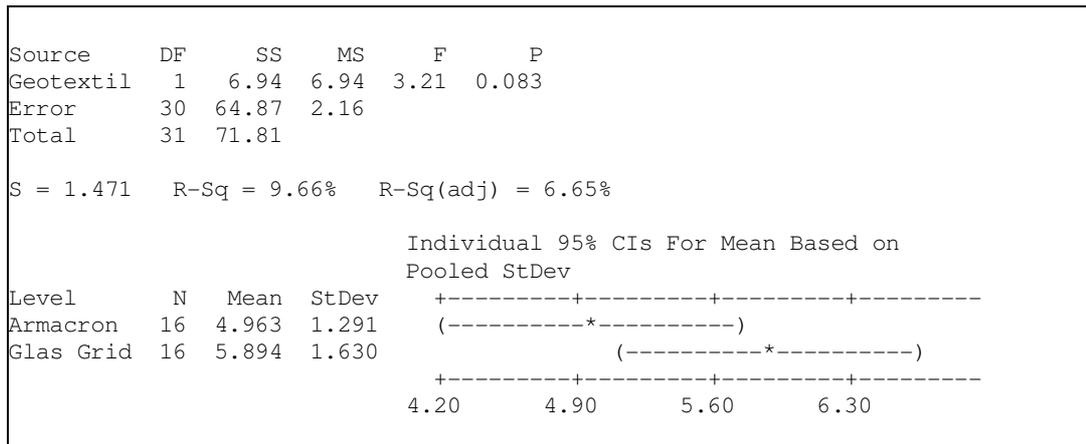


Cuadro C

Quando se analiza la respuesta con respecto las situaciones con geomallas y sin geomallas, se concluye que existe una diferencia entre la situación con geomallas y sin geomallas (ver cuadro D). Finalmente analizando sólo la situación con geomallas se obtiene que no existe una diferencia estadísticamente significativa (ver cuadro E).



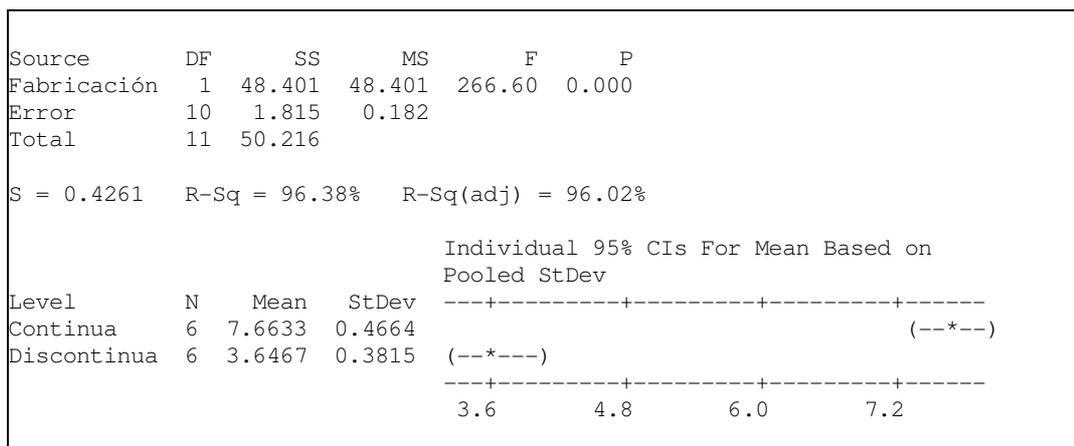
Cuadro D



Cuadro E

Comparación del tipo de fabricación de probetas

El análisis indica que existe una diferencia estadísticamente significativa de la respuesta frente al método de fabricación empleado, tal como se aprecia en el cuadro F y en el Gráfico 1.



Cuadro F

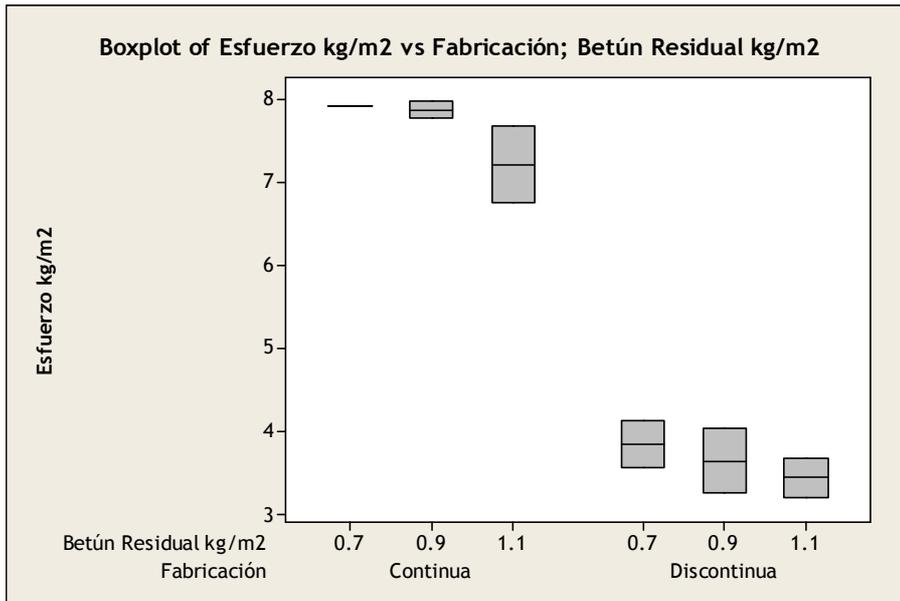


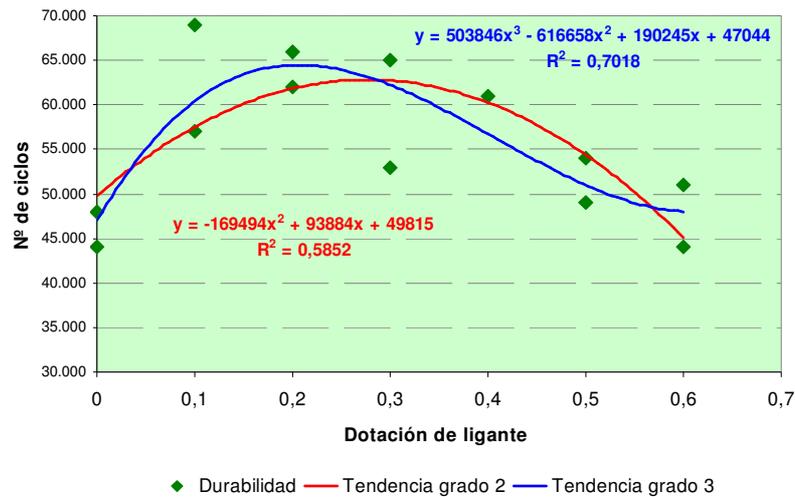
Grafico 1

#### D) SELECCIÓN DE AJUSTE POLINÓMICO DEL ENSAYO DE ADHERENCIA DINÁMICO

Los resultados del ensayo de adherencia dinámico son los que se indican en la tabla siguiente:

Probeta	Ligante kg/m <sup>2</sup>	Nº ciclos
1-A	0,6	44.000
2-A	0,5	49.000
4-A	0,3	65.000
5-A	0,2	66.000
6-A	0,1	57.000
7-A	0,0	48.000
1-B	0,6	51.000
2-B	0,5	54.000
3-B	0,4	61.000
4-B	0,3	53.000
5-B	0,2	62.000
6-B	0,1	69.000
7-B	0,0	40.000

Si representamos los datos en una gráfica y ajustamos un modelo de tendencia se obtendría lo siguiente:



La mejor ecuación que define el comportamiento de las probetas es de grado 3, y esta se expresa como:

$$y = 503846x^3 - 616658x^2 + 190245x + 47044$$

Donde:

$y$  Es el número de ciclos del modelo

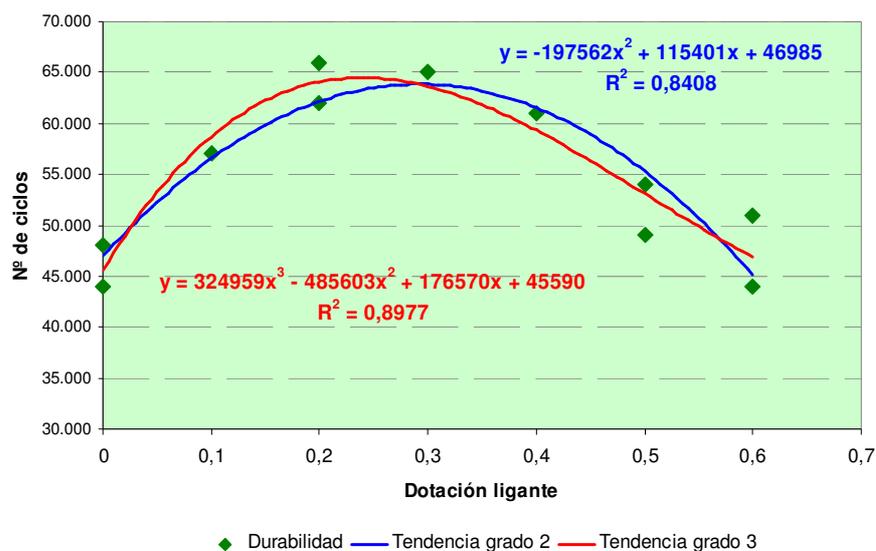
$x$  Es el contenido de ligante en  $\text{kg/m}^2$

De acuerdo con el modelo de tendencia se observan en la siguiente tabla: los datos esperados y el valor del residuo. El residuo es la diferencia entre los resultados del ensayo y los del modelo de tendencia:

Probeta	Nº ciclos	Nº ciclos modelo	Residuo
1-A	44.000	48.025	-4.025
2-A	49.000	50.983	-1.983
4-A	65.000	62.222	2.778
5-A	66.000	64.457	1.543
6-A	57.000	60.406	-3.406
7-A	48.000	47.044	956
1-B	51.000	48.025	2.975
2-B	54.000	50.983	3.017
3-B	61.000	56.723	4.277
4-B	53.000	62.222	-9.222
5-B	62.000	64.457	-2.457
6-B	69.000	60.406	8.594
7-B	40.000	47.044	-3.044

Las probetas que presentan un mayor valor de residuo son las muestras 6-B y la 4-B, por lo que estas probetas se eliminan del análisis. Con lo cual se tendría el siguiente nuevo grupo de resultados y un nuevo modelo de tendencia:

Probeta	Ligante kg/m <sup>2</sup>	Nº ciclos
1-A	0,6	44.000
2-A	0,5	49.000
4-A	0,3	65.000
5-A	0,2	66.000
6-A	0,1	57.000
7-A	0,0	48.000
1-B	0,6	51.000
2-B	0,5	54.000
3-B	0,4	61.000
5-B	0,2	62.000
7-B	0,0	40.000



La ecuación que presenta la mejor correlación de 0,89 es la de grado 3 y se define como:

$$y = 324959x^3 - 485603x^2 + 176570x + 45590$$

Donde:

- $y$  Es el número de ciclos del modelo
- $x$  Es el contenido de ligante en kg/m<sup>2</sup>

Realizando un análisis de residuos se tendría que:

Probeta	Nº ciclos	Nº ciclos Modelo	Residuo
1-A	44000	46906	-2906
2-A	49000	53094	-4094
4-A	65000	63631	1369
5-A	66000	64080	1920
6-A	57000	58716	-1716
7-A	48000	46906	4094
1-B	51000	53094	906
2-B	54000	59319	1681
3-B	61000	64080	-2080
5-B	62000	45590	-1590
7-B	40000	45590	2410

De acuerdo a lo anterior se han utilizado para el análisis 11 de los 14 datos iniciales con que contábamos.