

UNIVERSIDAD DE SALAMANCA

GRUPO DE INVESTIGACIÓN EN FRACTURA E INTEGRIDAD ESTRUCTURAL



TESIS DOCTORAL

**INFLUENCIA DE LOS AGENTES EXTERNOS SOBRE
EL COMPORTAMIENTO VISCOELASTOPLÁSTICO
DE MEZCLAS BITUMINOSAS PARA FIRMES DE
CARRETERAS**

por:

RUBÉN TINO RAMOS
Ingeniero de Materiales

Directores de Tesis:

JESÚS ANDRÉS TORIBIO QUEVEDO
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

BEATRIZ GONZÁLEZ MARTÍN
Dra. Ingeniera de Materiales

JUAN CARLOS MATOS FRANCO
Dr. Ingeniero de Materiales

2015

Decimos lo que decimos,
no lo que queremos decir.
Dr. J. Toribio. Julio 2015.



EL TESINANDO

Una firma manuscrita en azul que parece decir "Rubén Tino Ramos".

Rubén Tino Ramos

LOS DIRECTORES DE LA TESIS

Una firma manuscrita en azul que parece decir "J. A. Toribio Quevedo".

Jesús Andrés Toribio Quevedo

Una firma manuscrita en azul que parece decir "Beatriz González Martín".

Beatriz González Martín

Una firma manuscrita en azul que parece decir "Juan Carlos Matos Franco".

Juan Carlos Matos Franco

RESUMEN

El objetivo de la presente Tesis Doctoral es avanzar en el estado del conocimiento de la ingeniería de firmes, evaluando las distintas interacciones con el medio a las que se encuentran sometidos los mismos. Este tema se aborda desde el prisma de la Mecánica de Fractura, aspecto especialmente novedoso.

El estudio se ha estructurado en seis capítulos. En el capítulo I se presenta una pequeña introducción histórica que sirve de explicación de cómo y por qué se han llegado a utilizar algunos materiales hoy en día para la construcción de carreteras, profundizándose en los conceptos clave: carretera, firme y mezcla bituminosa.

En el capítulo II se analiza el diseño del firme, centrando el estudio en las mezclas bituminosas en caliente (MBC), incluyéndose en este apartado el análisis de los materiales constituyentes, la fabricación y la puesta en obra. Posteriormente se estudia la metodología del diseño del firme, para lo que se revisan los parámetros que deben considerarse en su diseño.

En el capítulo III se presentan los materiales compuestos estudiados en esta Tesis: diferentes mezclas bituminosas en caliente utilizadas en obra de carreteras. Se estudian sus componentes, diseño, fabricación y puesta en obra, así como el tramo de carretera donde se emplearon, atendiendo a sus características físicas (constitución y tipo de firme), a la climatología y al tráfico que soportan.

El capítulo IV se centra en la caracterización mecánica convencional de las MBC estudiadas, tanto en lo referente a su comportamiento estático como en lo relativo a su respuesta dinámica, determinándose además el daño por fatiga (solicitación cíclica) a largo plazo.

En el capítulo V se estudia el daño producido por la extensión de fundentes sobre las MBC que se ven sometidas en los periodos invernales a condiciones extremas, tanto naturales (agua de lluvia, variaciones de temperatura, ciclos hielo-deshielo, etc.) como inducidas por el hombre (sales para facilitar el deshielo). Posteriormente se evalúa la contribución de cada uno de los citados agentes externos al daño producido en la MBC, así como la influencia del tipo de betún y del tipo de MBC utilizada como rodadura del firme.

En el capítulo VI se exponen las conclusiones y se plantean nuevas líneas de investigación en el estudio del comportamiento de las MBC.

APORTACIONES ORIGINALES

- Aplicación de la Mecánica de Fractura a la Ingeniería de Firmes.
- Análisis sobre el estado del arte de las carreteras y de sus firmes.
- Recopilación, desde el punto de vista histórico, de los ensayos utilizados para la evaluación de firmes y pavimentos.
- Evaluación del comportamiento dinámico de testigos de mezclas bituminosas en caliente a diferentes temperaturas.
- Estudio de la influencia de la temperatura en el módulo dinámico de una mezcla bituminosa en caliente.
- Estudio del efecto de la frecuencia de sollicitación en el módulo dinámico de una mezcla bituminosa en caliente.
- Estudio de la influencia de la temperatura en el ángulo de desfase de una mezcla bituminosa en caliente.
- Estudio del efecto de la frecuencia de sollicitación en el ángulo de desfase de una mezcla bituminosa en caliente.
- Medida de la rigidez de testigos de mezclas bituminosas en caliente.
- Medida de la deformación permanente acumulada en testigos de mezclas bituminosas en caliente.
- Determinación de la ley de deformación en testigos de mezclas bituminosas en caliente.
- Determinación del daño por fatiga en testigos de mezclas bituminosas en caliente.

- Comparación entre los ensayos NLT de caracterización de mezclas bituminosas en caliente (antiguos), y los ensayos europeos normalizados UNE-EN (actuales).
- Medida de las mejoras aportadas por el uso de betunes modificados para la fabricación de mezclas bituminosas en caliente sometidas a condiciones extremas.
- Evaluación del comportamiento estático de una mezcla bituminosa en caliente sometida a diferentes condiciones de contorno: temperatura, humedad y salinidad.
- Estudio de los diferentes comportamientos mecánicos que experimentan los distintos tipos de mezclas bituminosas en caliente empleadas en capas de rodadura de carretera.
- Evaluación del comportamiento dinámico de una mezcla bituminosa en caliente sometida a diferentes condiciones de humedad y salinidad.
- Estudio de la evolución de las mezclas bituminosas en caliente inmersas en agua y salmueras durante largos periodos de tiempo.
- Estudio de la evolución de mezclas bituminosas en caliente sometidas a ciclos reiterados de inmersión en agua y salmueras.
- Estudio de la evolución de las mezclas bituminosas en caliente en condiciones de temperatura, humedad y salinidad variables a lo largo del tiempo.
- Estudio de la evolución de las mezclas bituminosas en caliente sometidas a tratamientos con sales de deshielo durante su vida útil.
- Estudio de la evolución de las características superficiales de las mezclas bituminosas en caliente colocadas en capas de rodadura sometidas a tratamientos con sales de deshielo.
- Estudio de la evolución de las características mecánicas de las mezclas bituminosas en caliente colocadas en capas de rodadura sometidas a tratamientos con sales de deshielo.

- Estudio de los posibles vínculos entre la evolución de las propiedades mecánicas de las mezclas bituminosas en caliente colocadas en capas de rodadura y la evolución de las características superficiales de dichas capas de rodadura.

AGRADECIMIENTOS

A mis Directores de Tesis Doctoral, Dr. Jesús Andrés Toribio Quevedo, Catedrático y Director del Grupo de Investigación en Fractura e Integridad Estructural de la Universidad de Salamanca, Dra. Beatriz González Martín, Subdirectora de extensión universitaria de la Escuela Politécnica Superior de Zamora y profesora contratada doctora y Dr. Juan Carlos Matos Franco, profesor contratado doctor, ante todo por haberme dado la oportunidad de realizar este trabajo a su lado. Gracias por haberme brindado todo su apoyo, ánimo, atención y tiempo. Gracias especialmente por los valiosos consejos y conocimientos que me han transmitido, así como por su inestimable dirección y colaboración en la realización de los ensayos y trabajos que se han desarrollado a lo largo de estos años, y que se han plasmado en diversas publicaciones, tanto de carácter nacional como internacional, y cuyo resumen constituye la presente Tesis Doctoral.

Al Grupo de Investigación en Fractura e Integridad Estructural de la Universidad de Salamanca, muchas gracias por haber confiado en mí y haberme dado todo el apoyo necesario para realizar los trabajos objeto de la presente Tesis Doctoral.

A todos mis compañeros tesinandos en general, y a MJ Juárez en particular, por sus continuos ánimos, avisos y ayuda para superar el consabido *vuelva usted mañana* que de modo endémico y sin remedio padecen las administraciones españolas, y que de forma magistral retrató D. Mariano José de Larra.

A las diferentes instituciones y empresas por su desinteresada colaboración en el acceso a toda la información disponible referente a los materiales ensayados.

A mi hija Patricia, por enseñarme a dedicar el tiempo adecuado a cada cosa.

A mi hijo Héctor, por enseñarme a redescubrir el mundo, no dando nada por sentado.

A los dos, por dejarme esos *pequeños ratitos* entre sus peleas y juegos.

A mi mujer Patricia, por enseñarme las verdaderas cosas importantes en la vida.

A sus padres, mis suegros, por estar siempre pendientes de todos.

A mis padres, Javier y M^a Jesús, por tantas cosas que necesitaría un libro entero.

A todos los que faltan, porque una sola página de agradecimientos nunca es suficiente.

INDICE

I. INTRODUCCIÓN	1
1. OBJETIVOS	2
2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS.....	3
3. CONCEPTOS TEÓRICOS	15
3.1. Carretera	15
3.2. Firme.....	17
3.3. Mezcla bituminosa.....	19
II. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME	27
1. PARÁMETROS FUNDAMENTALES	28
1.1. Características de la explanada.....	28
1.2. Cargas aplicadas	31
1.3. Agentes externos	51
2. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	55
2.1. Métodos empíricos	56
2.2. Métodos mecanicistas.....	61
3. DISEÑO DE LA MEZCLA	73
3.1. Métodos basados en la superficie específica del árido	77
3.2. Métodos basados en ensayos mecánicos	77
III. ANÁLISIS DE LOS MATERIALES CONSTITUYENTES	79
1. MATERIALES CONSTITUYENTES.....	80
1.1. La matriz.....	80
1.2. El refuerzo	88
1.3. Diseño, fabricación y puesta en obra.....	94
2. MBC ESTUDIADAS	97
2.1. La matriz: betunes asfálticos	98
2.2. El refuerzo: áridos	100
2.3. Diseño.....	105
2.4. Fabricación	121
2.5. Puesta en obra.....	122

2.6. El nuevo PG-3 y el mercado CE	124
3. CARRETERA DONDE SE UTILIZARON LAS MBC.....	126
3.1. Firme	126
3.2. Tráfico	138
3.3. Climatología.....	151
IV. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA CONVENCIONAL DE LAS MBC.....	155
1. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	155
1.1. Comportamiento estático	156
1.2. Comportamiento dinámico.....	157
1.3. Comportamiento a largo plazo	167
2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL	171
2.1. Comportamiento estático	172
2.2. Comportamiento dinámico.....	174
2.3. Comportamiento a largo plazo	175
3. RESULTADOS EXPERIMENTALES	180
3.1. Comportamiento estático	180
3.2. Comportamiento dinámico.....	185
3.3. Comportamiento a largo plazo	215
4. DISCUSIÓN	220
4.1. Comportamiento estático	220
4.2. Comportamiento dinámico.....	226
4.3. Comportamiento a largo plazo	232
V. DAÑO PRODUCIDO POR LA EXTENSIÓN DE FUNDENTES SOBRE LAS MBC	243
1. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	244
1.1. Daño producido por la extensión de fundentes	244
1.2. Daño producido por el agua y la temperatura	245
1.3. Determinación del daño del material a largo plazo.....	246
2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL	249
2.1. Daño producido por la extensión de fundentes	250
2.2. Daño producido por el agua y la temperatura	253

2.3. Determinación del daño del material a largo plazo	261
3. RESULTADOS EXPERIMENTALES	265
3.1. Daño producido por la extensión de fundentes	265
3.2. Daño producido por el agua y la temperatura.....	268
3.3. Determinación del daño del material a largo plazo	274
4. DISCUSIÓN	283
4.1. Daño producido por la extensión de fundentes	283
4.2. Daño producido por el agua y la temperatura.....	285
4.3. Determinación del daño del material a largo plazo	288
VI. CONCLUSIONES.....	295
1. CARACTERIZACION MECÁNICA CONVENCIONAL DE LAS MBC	295
2. DAÑO PRODUCIDO POR LA EXTENSIÓN DE FUNDENTES SOBRE LAS MBC.	296
3. PROPUESTA DE NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN SOBRE MBC	299
REFERENCIAS	301

LISTA DE SÍMBOLOS

$a, a_1, a_2, b, b_1, b_2, c, c_1, c_2, c_3, d_1$ y d_2 : Coeficientes característicos de cada material.

A : Área del testigo cilíndrico.

AC : *Asphalt Concrete*.

$BBTM$: *Betón Bitumineux Très Mince*.

D : Diámetro del testigo o probeta.

d_a : Densidad relativa de la mezcla de áridos.

d_c : Deflexión de cálculo.

d_i : Deflexión elástica recuperada sin corregir.

d_k : Deflexión característica.

$d_{máx}$: Densidad máxima teórica de la MBC.

d_p : Densidad relativa aparente de la MBC compactada.

d_{RA} : Densidad relativa aparente.

ECD : Ensayo de comportamiento dinámico.

EF : ensayo de fatiga.

EM : Ensayo de resistencia a la deformación plástica de MBC empleando el aparato Marshall.

$ERCS$: Ensayo de resistencia a compresión simple.

E^* : Módulo complejo.

$|E^*|$: Módulo dinámico o valor absoluto del módulo complejo.

$|E^*|_{inicial}$: Módulo dinámico inicial (medido sin sumergir las probetas).

$|E^*|_{ss}$: Módulo dinámico en solución salina.

$|E^*|_w$: Módulo dinámico en agua.

$|E^*|_{adim,ss}$ (solución salina): Relación (adimensional) entre $|E^*|_{ss}$ y $|E^*|_{inicial}$.

$|E^*|_{adim,a}$ (agua): Relación (adimensional) entre $|E^*|_w$ y $|E^*|_{inicial}$.

f : Frecuencia.

F : Fuerza axial.

$F_{max,promedio}$: Máxima carga promedio durante los últimos seis ciclos.

HBC : Hormigones bituminosos en caliente.

HMA : *Hot Mix Asphalt*.

h : Altura del testigo o probeta.

h_0 : Altura inicial del testigo.

h_f : Altura final del testigo.

h_i : Altura testigo en el instante i .

IMD : Intensidad media diaria de vehículos.

IMD_p : Intensidad media diaria de vehículos pesados.

IRC : Índice de resistencia conservada o susceptibilidad al agua.

ITS : Resistencia a la tracción indirecta.

ITS_w : ITS probeta o testigo húmedo.

ITS_d : ITS probeta o testigo seco.

$ITSR$: Ratio de resistencia a la tracción indirecta o *indirect tensile strength ratio*

IVE^* : Índice de variación del módulo dinámico.

k : Rigidez.

L : Distancia entre medidas de deformación.

L_i : Carga por eje.

M_E : Módulo elástico.

MAM: Mezclas de alto módulo.

MBC: Mezcla bituminosa en caliente.

MBF: Mezcla bituminosa en frío.

MBCCD: Mezclas bituminosas en caliente para capas delgadas.

MMA: Masa máxima autorizada.

MPD: Mezclas porosas drenantes.

M_R : Módulo de resiliencia.

$m_{saturada,agua}$: Masa saturada pesada en agua.

$m_{saturada,aire}$: Masa saturada con la superficie seca, pesada en aire.

$m_{seca,aire}$: Masa de la muestra seca, pesada en el aire.

n : Número de medidas.

N : Número de ciclos o repeticiones.

N_f : Número de repeticiones de carga hasta la rotura por fatiga.

PA: *Porous Asphalt*.

P_c : Presión de contacto del neumático.

P_n : Presión de hinchado del neumático.

PNA: Plan Nacional de Aforos.

p_r : Índice de servicio terminal.

RCE: Red de Carreteras del Estado.

RCS: Resistencia a compresión simple.

RCS_d : Resistencia a compresión simple de las probetas no sumergidas.

RCS_w : Resistencia a compresión simple de las probetas sumergidas.

SN : Número estructural del firme.

S_m : Módulo de rigidez.

SPT: *Simple Performance Test* (ciclos de cargas de compresión simple).

Superpave: *Superior Performing Asphalt Pavements*.

t_i : Tiempo de retraso medio entre el ciclo de tensión y el de deformación.

t_p : Tiempo medio que dura el ciclo de tensión.

T : Temperatura.

u : Acortamiento axial.

u_{PA} : Acortamiento permanente acumulado.

W_D : Total de energía disipada por unidad de volumen.

W_x : Número de eje equivalentes con factor de equivalencia x .

Z : Amplitud de la deformación horizontal durante el ciclo de carga.

$u_{max, promedio}$: Máxima deformación promedio durante los últimos seis ciclos.

Δu : Rango de acortamiento o intervalo de oscilación del acortamiento.

ε : deformación.

ε_c : Deformación axial producida por la tensión cíclica axial de compresión.

ε_r : Deformación radial de tracción.

ε_i : Deformación horizontal permanente en el fondo de la capa de firme de MBC.

ε_{PA} : Deformación permanente acumulada.

σ : Tensión.

σ_c : Tensión cíclica axial de compresión máxima.

ϕ : Ángulo de desfase.

ν : Coeficiente de Poisson del material.

μ : Viscosidad.

$\%H$: Porcentaje de huecos en la MBC.

$\%HA$: Porcentaje de huecos en áridos compactados calculado sobre el volumen sobre áridos.

$\%HR$: Porcentaje del volumen total de huecos en los áridos rellenos por ligante.

I. INTRODUCCIÓN

Las infraestructuras de transporte proporcionan los soportes físicos sobre los que se canalizan los flujos de movimiento terrestre, tanto de personas como de mercancías. Desde la antigüedad, el modo de transporte más utilizado ha sido el terrestre, prevaleciendo sin duda (salvo en contadas excepciones) la carretera sobre el ferrocarril, debido a su mayor versatilidad, así como a su facilidad de desarrollo, ya que, con una inversión mucho menor, la carretera es capaz de llegar a puntos geográficos donde el ferrocarril ni siquiera puede plantearse, ya sea por requerimientos técnicos (el trazado del ferrocarril es mucho más exigente, no permitiendo salvar grandes pendientes ni curvas de pequeño radio), por requerimientos estratégicos, o incluso por motivos comerciales (la organización de pasajeros y mercancías en trenes exige la construcción de estaciones y apeaderos entre otras instalaciones).

De este modo, la capilaridad territorial de una red de carreteras ha sido mucho mayor que la del ferrocarril, lo que ha venido favorecido desde tiempos inmemoriales por el hecho de que las carreteras se han apoyado a su vez en una vasta red de caminos ya existentes que se utilizaban para el paso de animales y personas y que, desde la invención del vehículo automóvil, se han utilizado y adaptado a los requerimientos de éste.

De esta forma, las necesidades de los antiguos caminos han variado, aumentándose significativamente las necesidades y exigencias requeridas, por lo que poco a poco la configuración de los caminos y carreteras se ha ido transformando, con nuevos materiales e instalaciones. Así, han evolucionado hasta las modernas autopistas y autovías de hoy en día, con varios carriles por sentido, complejos nudos e intersecciones, modernos túneles y viaductos, señalización fija y variable, sistemas de ayudas a la navegación, etc.

Uno de los hitos más significativos en el desarrollo de las carreteras fue la decisión de dotarlas de una superficie dura (denominada pavimento) para mejorar las condiciones de circulación, proporcionándoles una mayor durabilidad y resistencia a las cargas del tráfico, lo que ha permitido el aumento tanto de la velocidad de transporte como del volumen y peso de las cargas transportadas.

Actualmente los materiales utilizados casi exclusivamente para la construcción de pavimentos de carreteras son las *mezclas bituminosas en caliente* (MBC), por lo cual han sido las elegidas como objeto de estudio en la presente Tesis Doctoral.

1. OBJETIVOS

Los materiales que componen la carretera en general, y las MBC en particular, se encuentran sometidos a lo largo de su vida útil a diversos factores que provocan su degradación progresiva. El objetivo de la presente Tesis es evaluar, desde el punto de vista de la Mecánica de Fractura, el comportamiento mecánico de las diversas MBC utilizadas en la actualidad, tanto las de tipo hormigón bituminoso (*Asphalt Concrete*, AC) como las de tipo mezclas bituminosas en caliente para capas delgadas (*Bitumineux Très Mince*, BBTM).

Para ello, se han estudiado diversas MBC sometidas a las diferentes condiciones climáticas que soportan, especialmente en lo que a temperatura y a humedad se refiere, completándose dicho

estudio con la evaluación del comportamiento de las MBC en condiciones extremas, lo que se produce frecuentemente en los puertos de montaña, en los que se suman al continuo cambio de gradiente térmico las variaciones de humedad debidas al devenir de las estaciones y los eventuales tratamientos con sales y salmueras que se realizan durante las campañas de vialidad invernal para mantener en las carreteras las debidas condiciones de circulación y seguridad.

2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Las carreteras, tal y como se conocen hoy en día, no han existido hasta bien entrado el siglo XX. Algunos de los actualmente considerados como métodos modernos se descubrieron ya hace algunos siglos. Así por ejemplo, en el *Tratado legal y político de caminos públicos y possadas* de FERNÁNDEZ DE MESA (1755), se habla ya del uso del alpechín del aceite como aditivo para materiales de construcción de carreteras. Se hace por tanto necesario profundizar en la historia para comprender la concepción y génesis de las carreteras actuales.

La civilización sumeria desarrolló en Mesopotamia la rueda hacia el año 3500 a.C., así que es lógico pensar que fue ese uno de los primeros lugares donde se construyeron carreteras. Sin embargo, es la Carretera Real Persa, construida durante el Imperio aqueménida, la considerada como la carretera más antigua de larga distancia. Estuvo en explotación desde el año 3500 a.C. hasta el 300 a.C.

A partir de los escritos del historiador griego Heródoto (VELÁZQUEZ, 2013), la investigación arqueológica y otras fuentes históricas, se ha podido reconstruir el recorrido del Camino Real Persa. Comenzaba en la península de Anatolia, concretamente en Sardes, a unas 60 millas al este de Izmir, y se dirigía en primer lugar al este, hacia Nínive (hoy Mosul), la antigua capital Asiria, para después tomar dirección sur hacia Babilonia (Bagdad en la actualidad). Se cree que cerca de Babilonia se dividía en dos tramos: mientras que uno de ellos se dirigiría primero hacia el noreste y posteriormente al oeste, a través de Ecbatana siguiendo la ruta de la seda, el otro continuaba hacia el este (Fig. 1.1) llegando a la capital del Imperio persa, Susa (en la actual Irán) para posteriormente dirigirse al sudeste hacia Persépolis.

También en la antigua Babilonia (alrededor del 700 a.C.), para unir palacios y templos, existía un sistema de carreteras, consideradas actualmente como las precursoras de las vías romanas,

que estaban construidas a base de ladrillo cocido y piedra unidos con mortero bituminoso. En la Fig. 1.2 se puede observar un ejemplo de este tipo de carreteras (LAY y VANCE JR., 1992).

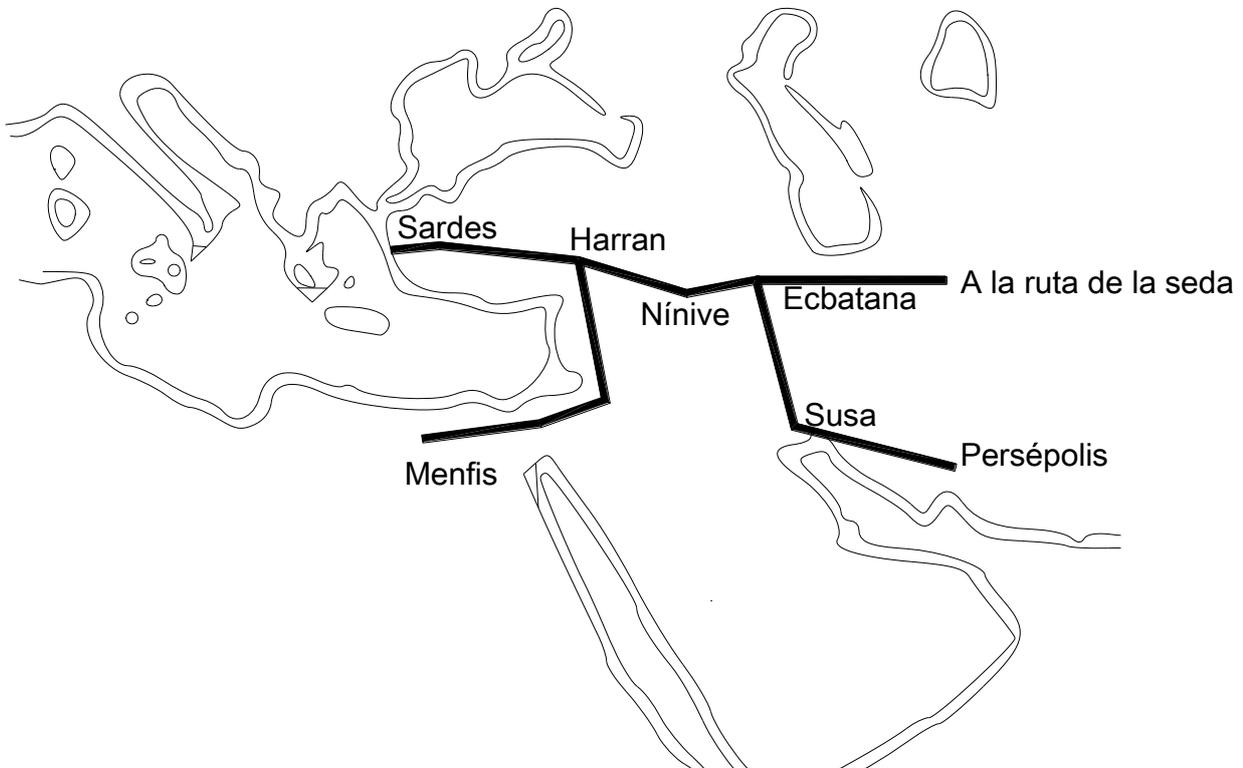


Fig. 1.1. Recorrido de la carretera Real Persa.

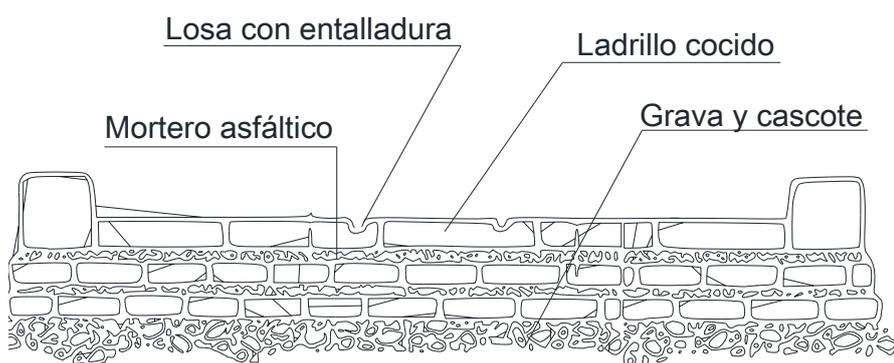


Fig. 1.2. Esquema de la carretera procesional del templo de Ishtar.

Por su parte el Imperio chino desarrolló un sistema de carreteras en torno al siglo XI a.C. Su momento de máximo esplendor fue hacia el 200 a.C. Eran carreteras amplias, bien construidas y cubiertas de piedra. Jugaron un papel análogo a las calzadas romanas en Europa y Asia menor.

La longitud de la red china era de unos 3200 km. Su conexión con la carretera Real Persa, y ésta a su vez con la red de calzadas romanas, dio lugar a la Ruta de la Seda (Fig. 1.3), que empezaba en el océano Atlántico (en la ciudad de Cádiz) y terminaba en el océano Pacífico (en la ciudad de Shanghái). Con una longitud total de 12800 km fue sin duda la ruta comercial más larga de la época (DUBS, 1957).

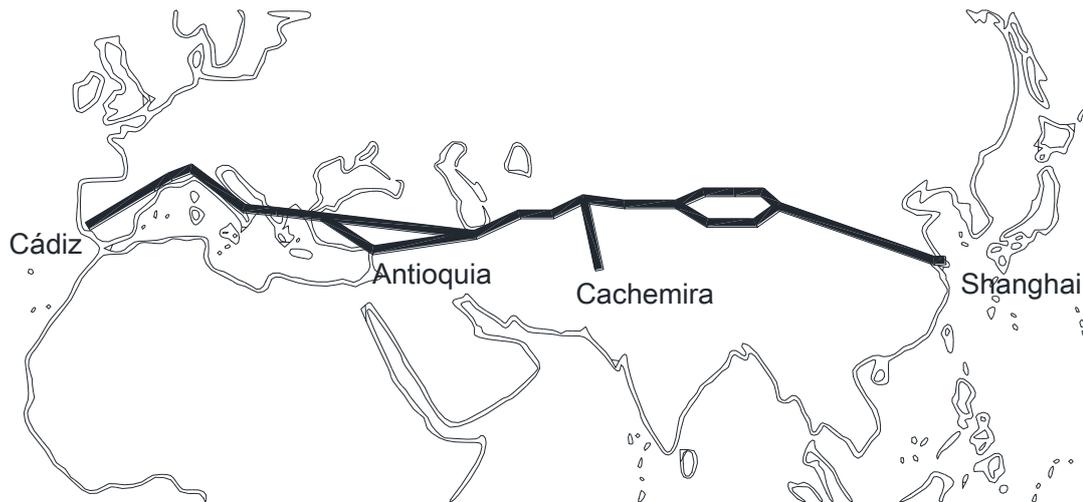


Fig. 1.3. Ruta de la Seda.

Los Incas construyeron una avanzada red de caminos, *Qhapaq Ñan* (OLIVERA, 2006) que iban desde la ciudad de Quito (en el norte de su Imperio) hasta la ciudad de Cuzco (en el sur). Como desconocían la rueda, esta red de caminos se utilizaba exclusivamente por peatones y animales de carga. Existían dos rutas principales (Fig. 1.4), el camino de la costa (de unos 3600 km) y el camino de la cordillera de los Andes (de unos 2640 km), que se encontraban conectadas entre sí por diversos caminos transversales de enlace. Los caminos que constituían dicha red tenían 7.5 m de anchura y estaban constituidos por rampas suaves, lo que había obligado a la construcción de diversas galerías cortadas en rocas sólidas e incluso muros de contención, teniendo así un diseño y un trazado muy similar a los de una auténtica carretera.

Está documentado que los egipcios construyeron diversas vías con el objeto de transportar materiales para la construcción de sus famosas pirámides y palacios (HERÓDOTO, 450 a.C.). Se considera que la primera carretera pavimentada del mundo fue la conocida actualmente como Avenida de las Esfinges (Fig. 1.5), que conectaba entre sí los templos de Karnak y de Luxor. Los egiptólogos estiman que el camino original tenía unos 60 m de ancho y una longitud cercana

a los 3 km. Se utilizaba principalmente para desfiles procesionales, estaba pavimentado en piedra y flanqueado a ambos lados por cientos de esfinges.



Fig. 1.4. Carreteras del Imperio inca.



Fig. 1.5. Avenida de las Esfinges.

En la India también existían carreteras. Está documentado que desde el 3250 a.C. se encontraban pavimentadas las ciudades de las regiones de Baluchistan y Punjab (LAY y VANCE JR., 1992). En el siglo IV a.C. durante la dinastía Maurya, que fundó el primer gran Imperio

unificado de la India, se construyó en el norte del Imperio la denominada Carretera Real, que comenzaba en las estribaciones del Himalaya (en la ciudad de Rawalpindi) y atravesaba la región de los cinco ríos o Punjab, hasta llegar a la ciudad de Prayag (Fig. 1.6).



Fig. 1.6. Carretera Real India.

En la isla de Malta, entre el 2000 y el 1500 a.C., se construyeron carreteras que eran recorridas por carros arrastrados mediante tracción humana. Su construcción era cuanto menos curiosa, y de alguna forma fueron las precursoras de los actuales ferrocarriles, ya que estaban formadas por un único carril con dos acanaladuras o muescas en V cortadas en la arenisca sobre las que circulaban encajadas las ruedas (ZAMMIT, 1928). Este tipo de carreteras también se desarrolló en Grecia, a partir del año 800 a.C. con fines religiosos.

En la isla de Creta, durante la civilización minoica, que se extendió entre el año 3000 y el 1100 a.C., existieron algunas carreteras constituidas por firmes cuya parte central estaba construida con dos filas de placas de basalto de 5 cm de espesor (HUMPHREY, 2006). Eran carreteras con cierta anchura (3.6 m), siendo la más importante la que iba desde la ciudad de Gortyna a la ciudad de Knossos (Fig. 1.7).



Fig. 1.7. Carretera de Creta.

Sin lugar a dudas, unos de los grandes impulsores de la evolución de las carreteras en la antigüedad fueron los romanos, que construyeron una extensa red de carreteras conocidas como vías romanas (Fig. 1.8), de las cuales aún quedan bastantes vestigios, e incluso se ha conservado hasta nuestro días algún pequeño tramo. Las más antiguas son la vía Apia (construida sobre el año 312 a.C.) y la vía Flaminia (construida hacia el 220 a.C.). De esta época data también la mayor parte de la red de la península italiana: vía Aurelia (241 a.C.), vía Postumia (148 a.C.) y vía Emilia Scauri (109 a.C.). También existían algunas vías que unían la red de vías romanas italiana con el resto de provincias romanas. Así, por ejemplo, la vía Domitia (118 a.C.) llegaba hasta la Galia Narbonesa y la vía Egnatia (146 a.C.) llegaba hasta los Balcanes.

Al mismo tiempo que la civilización romana se extendió por Europa, la red viaria romana se fue ampliando, llegando a su periodo de máximo apogeo durante la época del Imperio romano, en la que la red de vías romanas se extendía por toda la cuenca mediterránea, así como por gran parte de Europa. De este modo, la vía Claudia Julia Augusta en Italia (13 a.C.) y la vía Augusta (8 a.C.) se construyeron durante la época de Augusto, mientras que la red africana de vías se realizó durante la época de Tiberio. Por su parte, Trajano potenció la red balcánica y Adriano impulsó la construcción de la red británica. Así, en el momento de máximo esplendor del Imperio romano existía una red constituida por 29 calzadas romanas de unos 100000 km de longitud total. Las calzadas partían de la ciudad de Roma y cubrían todas las provincias importantes conquistadas, teniendo cualquier persona, según la ley romana, derecho a utilizarlas. Sin embargo, el mantenimiento de las calzadas se realizaba por los habitantes del distrito por el que discurría, por lo que cuando el Imperio romano cayó, su red de caminos fue abandonada. Sin embargo, la superior calidad de la estructura y de sus firmes con respecto a las

de otras vías y carreteras de la antigüedad han permitido que varios tramos de las vías romanas perduren en la actualidad.



Fig. 1.8. Mapa de las calzadas romanas en Hispania en tiempos del emperador Adriano.

Todavía queda mucho por investigar y por descubrir de las vías romanas, tanto de su historia como de su organización. Se sabe, por ejemplo, que las personas que utilizaban estas vías de comunicación dividían su viaje en etapas y que dichas etapas o distancias estaban delimitadas por mojones o millares (los Romanos contaban en millas y no en kilómetros, siendo para ellos cada milla la distancia equivalente a mil pasos romanos, y a su vez cada paso romano aproximadamente el doble que el paso actual). Aún hoy en día pueden verse mojones millares en los trazados de la mayoría de las vías, como por ejemplo los localizados en las vías Augusta, Julia Augusta, Postumia, y Egnatia.

Las investigaciones arqueológicas que se están llevando a cabo en casi toda Europa permitirán avanzar aún más en el conocimiento de las vías romanas. Así por ejemplo, MORENO (2006) afirma, en contra de la corriente oficial, que la Vía de la Plata no era una calzada romana sino que su trazado coincide con lo que fue la Cañada Real de la Vizana, sin ningún tipo de estructura viaria romana.

El firme de las calzadas romanas estaba compuesto según COLLINS y HART (1936) por cuatro capas básicas:

- *Summa crusta o summum dorsum*. Enlosetado compuesto de bloques lisos y poligonales que conforman la capa más superior del firme conocida como pavimento.
- *Nucleus*. Capa integrada por grava, piedra machacada y arena ligada con mortero de cal, y que constituía lo que en una sección de firme actual se denomina base.
- *Rudus*. Capa situada debajo del *nucleus* y compuesta por piedras más pequeñas, procedentes del detritus de las canteras y también ligadas con mortero de cal.
- *Statumen*. Capa más inferior, compuesta por dos o tres niveles de piedras planas fijados con mortero de cal. Se colocaba bien directamente sobre el terreno natural, bien sobre un pequeño lecho de material de limpieza compuesto por arena y/o mortero.

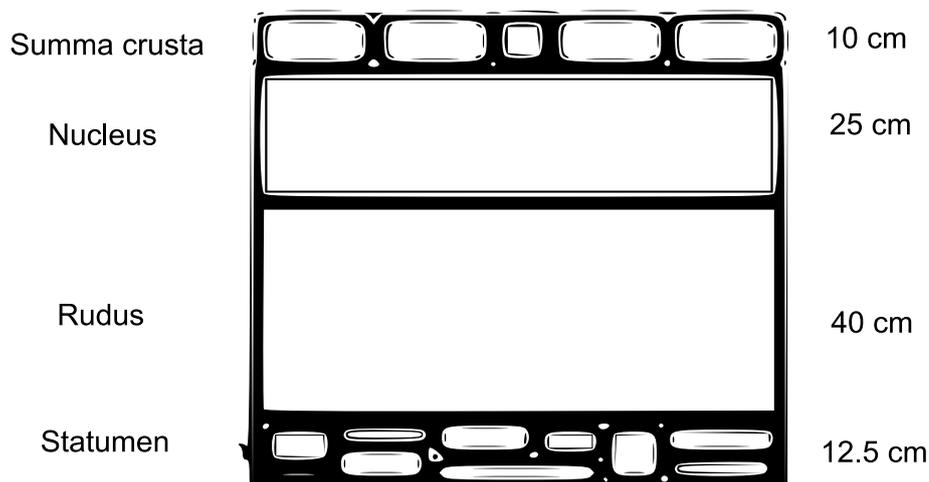


Fig. 1.9. Esquema de una calzada romana cerca de Radstock, Inglaterra.

Como puede apreciarse en la Fig. 1.9 los firmes romanos eran gruesos, con espesores totales que oscilaban entre los 80 y 150 cm, formando un conjunto bastante resistente. La valoración económica actualizada de la construcción de la vía Apia, según estimaciones de ROSE (1935) y LEGER (1875) es de un coste medio de dos millones de euros por kilómetro de calzada.

Comparativamente el coste medio de una autovía actual con dos carriles por calzada ronda los tres millones de euros por kilómetro, bajando hasta dos millones de euros en los casos más favorables de orografía llana y sin riesgos geológico-geotécnicos, y elevándose hasta los ocho millones y medio en el caso de orografía muy accidentada y suelos con potenciales riesgos geológico-geotécnicos (MINISTERIO DE FOMENTO, 2010).

Debido a la caída de las grandes civilizaciones (romana en Europa, china y maurya en Asia e inca en América del Sur) las carreteras cayeron en un total abandono, ya que no se realizaba ni tan siquiera un mínimo mantenimiento, por lo que muchas se arruinaron. Durante el siglo XIII se tiene conocimiento del desarrollo de un cierto interés por el comercio por tierra, que llevó a restaurar el comercio con China gracias a la ruta que utilizó Marco Polo y a la labor puntual de monasterios y señoríos feudales de mantener algunos tramos, bien por propio beneficio, bien para explotarlos comercialmente mediante el cobro de aranceles y derechos de paso.

La pavimentación de calles no llegó hasta bien entrado el siglo XVI, época de la que data el documento técnico más antiguo conocido sobre la construcción de carreteras: una ordenanza municipal de 1554 de los condados unidos de Julich y Berg (en la baja Renania-Westfalia), en la que se normaliza la reparación de los caminos de los condados con piedras, maderas y otros materiales disponibles en las proximidades.

Fue necesario esperar hasta el siglo XVIII para que en Francia se creara la primera escuela de ingeniería del mundo y se comenzase una tradición que perdura hasta nuestros días: la inclusión en los presupuestos del Estado de una partida específica para gastos de conservación de carreteras.

Los primeros firmes modernos se pueden atribuir a dos ingenieros escoceses, John McAdam y Thomas Telford, coetáneos, que desarrollaron e impulsaron las técnicas modernas de firmes a finales del siglo XVIII y comienzos del siglo XIX. El sistema de Telford (Fig. 1.10) consistía en cavar una zanja e instalar cimientos de roca pesada (SMILES, 1904). Los cimientos se levantaban en el centro de la carretera para que tuviera la suficiente inclinación hacia los laterales y permitiese el desagüe. La sección del firme de Telford tenía un espesor total de entre 35 y 45 cm que se distribuía en tres zonas diferenciadas (COLLINS y HART, 1936):

- Zona inferior o cimiento, constituida por árido grueso (tamaño máximo hasta 100 mm) y de espesor entre 7.5 y 17.5 cm.
- Zona intermedia, formada por dos capas de áridos (tamaño máximo 65 mm) y de espesor entre 15 y 25 cm.
- Zona superior, constituida por una capa de 4 cm de grava densamente compactada.
- Zona lateral de drenaje, constituida por piedra machacada y grava. Se construía cuando no era posible elevar el firme por encima del nivel del suelo.

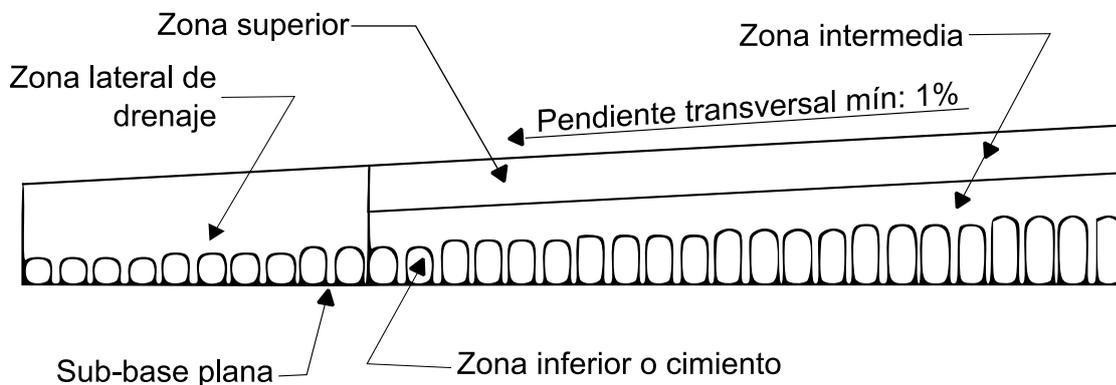


Fig. 1.10. Sección de firme de Telford.

John McAdam perfeccionó la técnica de desagüe, ya que además de una superficie inclinada en el firme para mejorar el drenaje hacia el exterior de la carretera previó la construcción de zanjas dispuestas longitudinalmente a la carretera (cunetas), puesto que tenía la teoría de que unos materiales bien drenados soportarían mejor la carga, conclusión a la que llegó después de observar que la mayor parte de los caminos británicos pavimentados en el siglo XIX estaban compuestos por materiales permeables, por lo que el agua de lluvia no drenada dañaba el cimiento de la carretera (SMILES, 1904). En el diseño del nuevo firme decidió utilizar áridos angulares para mejorar su resistencia, de modo que se aumentase el rozamiento interno entre ellos. McAdam diseñó así una sección de firme de 25 cm de espesor dividida en dos zonas (COLLINS y HART, 1936) con la distribución reflejada en la Fig. 1.11:

- Zona inferior, constituida por dos capas de un espesor total de unos 20 cm construidas a base de árido machacado de tamaño máximo 75 mm.
- Zona superior o de rodadura, constituida por una capa de 5 cm de espesor construida a base de árido grueso machacado de tamaño máximo 25 mm, cuya misión era proporcionar un pavimento liso para las ruedas, por lo que una vez colocado se apisonaba convenientemente.

Con la construcción de este tipo de firme se empleaban áridos machacados, y se empezó a utilizar el término *macadam* para indicar el pavimento de *piedra rota* (BAKER, 1903), siendo muy popular el dicho de *ninguna piedra más grande de la que entre en la boca de un hombre debe entrar en un camino* (GILLETTE, 1906).

Los firmes de *macadam* se extendieron rápidamente por Europa y por América. Así, por ejemplo, en 1823 se construyó en Maryland el primer firme de *macadam* de Norteamérica, mientras que cerca de 2200 km de firmes de estas características estaban ya en funcionamiento en el año 1850 en diversas poblaciones del Reino Unido.

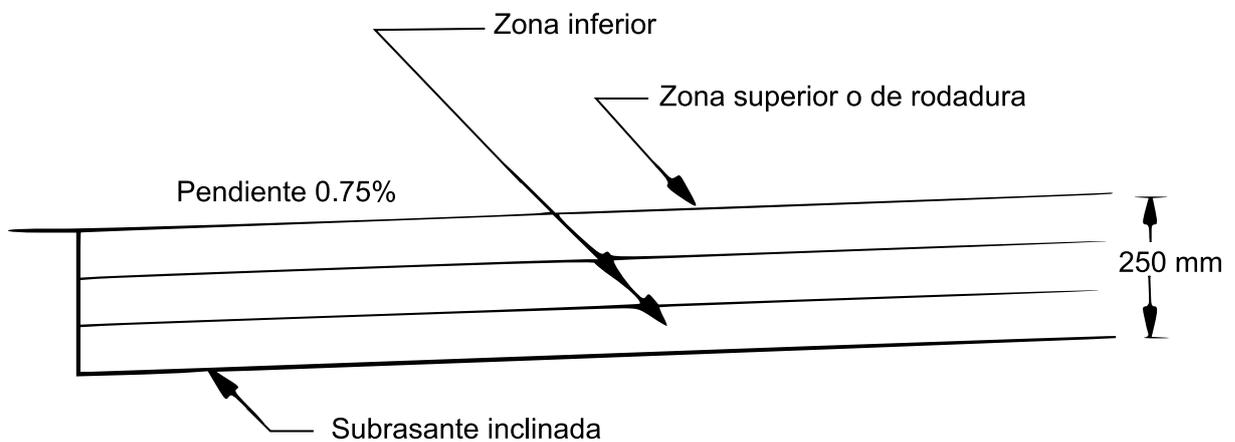


Fig. 1.11. Sección típica de carretera de Macadam.

Por su parte, Thomas Telford mejoró la sección de *macadam* mediante la selección de áridos según su granulometría, para lo que tuvo en cuenta tanto el tráfico como el trazado de las carreteras. Durante la Primera Guerra Mundial se pudo comprobar que los cimientos de las carreteras construidas o reforzadas con firmes tipo *macadam* no soportaban bien las cargas transmitidas por los camiones pesados, por lo que se empezaron a utilizar las secciones de firme diseñadas por Telford, que proporcionaban un mejor reparto de las cargas originadas por los vehículos.

La popularización de la bicicleta en la década de 1880 y la introducción del automóvil una década después generó la necesidad de desarrollar las redes de carreteras, así como la mejora de sus pavimentos, dotándolos de superficies de rodadura lisas y duras para facilitar la circulación de los vehículos. Por ello, se comenzaron a utilizar como aglomerantes de superficie

materiales tales como alquitranes, aceites y varios de sus derivados. Así, el material más usado para la pavimentación fue el alquitrán obtenido como residuo del gas carbón empleado en iluminación, que representa probablemente el inicio de la cultura del reciclado de materiales de desecho para la construcción de firmes.

En aquella época los firmes pavimentados solo se consideraban convenientes para el tráfico ligero, por lo que solamente se utilizaban en redes de carreteras rurales. De este modo en 1848 se construyó en el camino de Lincoln el primer firme de *macadam* recubierto con alquitrán (HUBBARD, 1910; COLLINS y HART, 1936), continuándose con este sistema en el año 1854 en París y Knoxville, y en el año 1866 en Tennessee. Por su parte, en Washington se utilizó de forma generalizada en el año 1871, para la construcción de carreteras, un pavimento del alquitrán constituido por una mezcla de asfaltos naturales y rocas asfálticas (HUBBARD, 1910). En Europa en 1902 el doctor Guglielminetti Ernest propuso al príncipe Alberto I de Mónaco regar con alquitrán 40 metros de carretera en el paseo marítimo del Principado para impedir la pérdida de negocio que habían experimentado los casinos como consecuencia del polvo que se levantaba al paso de los vehículos con ocasión de la celebración del gran premio automovilístico de Mónaco.

Alrededor de 1914 en España se utilizó en el camino de Valencia a su puerto un firme a base de *macadam* reforzado longitudinalmente con carriles de hierro, debido a que el gran tránsito de carros con ruedas de hierro originaba un grave problema de mantenimiento de firme. Se constituyó de esta forma un medio de transporte híbrido entre el ferrocarril y la carretera (URIOL, 1997).

La primera utilización de mezclas bituminosas de la que se tiene constancia en España es de tipo alquitrán para la construcción de aceras y zonas peatonales en la Puerta del Sol de Madrid durante los años 1847 a 1854. Sin embargo el uso habitual de mezclas bituminosas no comenzó hasta 1926, año en el que gracias a la creación por parte del Ministerio de Fomento del *Circuito Nacional de Firmes Especiales* (CNFE) y de su patronato, se procedió a la pavimentación de 223 km de carreteras (DEL VAL, 2007). Como dato curioso, cabe apuntar que de la misma época data el Patronato nacional de turismo que dio lugar al desarrollo de la red de Paradores nacionales y albergues de carretera para automovilistas en España.

Con el fin de la Primera Guerra Mundial el transporte por carretera se desarrolló enormemente. La sociedad inició un rápido proceso de transformación a nivel mundial, con más necesidades de movilidad y transporte, por lo que aumentó el tráfico por carretera (especialmente el tráfico pesado), lo que impulsó el estudio y desarrollo de procedimientos de diseño de firmes tanto en Europa como en América, para adaptar las redes de carreteras existentes a las nuevas y crecientes necesidades. En Illinois (Estados Unidos) se desarrolló entre los años 1958 y 1960 por la *American Association of State Highway Officials* el *AASHO Road Test*, que originó al año siguiente la publicación de la *Interim Design Guide* (AASHO, 1961). En esta guía se desarrolló un método empírico para el cálculo de los espesores de las capas basado en la estimación de la intensidad del tráfico pesado a soportar por la carretera y se introducían una serie de nuevos conceptos como *nivel de servicio*, *ejes equivalentes*, etc., que posteriormente se integraron en los métodos de dimensionamiento de firmes desarrollados en todo el mundo.

3. CONCEPTOS TEÓRICOS

Tras el análisis anterior sobre el desarrollo de las carreteras a lo largo del tiempo se presentan a continuación las definiciones de tres conceptos teóricos básicos: carretera, firme y mezcla bituminosa.

3.1. Carretera

Una carretera es una estructura resistente con unas características geométricas adecuadas. Sin embargo, una carretera es mucho más. Según la vigente ley 37/2015, de 29 de septiembre, de carreteras (JEFATURA DEL ESTADO, 2015) se consideran carreteras las *vías de dominio y uso público proyectadas, construidas y señalizadas fundamentalmente para la circulación de vehículos automóviles*.

Una carretera está constituida por numerosos elementos tales como firme, señalización, drenaje, obras de paso, puentes, viaductos, túneles, ornamentación, etc., y su destino es la unión de los diferentes territorios y ciudades entre sí para permitir la movilidad de personas y productos entre ellos, favoreciendo sus relaciones, desarrollando el comercio, la industria, el turismo, etc.

La importancia de las carreteras es muy alta. Según datos del MINISTERIO DE FOMENTO (2015a), la red de carreteras en España tiene una longitud total de 526875 km. 26073 km son carreteras estatales, 71145 km pertenecen a las Comunidades Autónomas y el resto de la red está formado

por 68143 km, mantenidos por las Diputaciones y Consejos Provinciales e Insulares, y 489698 km que pertenecen a los Ayuntamientos (361514 de ellos interurbanos).

Además existen varias agencias gubernamentales como Estructuras Agrarias, Ministerio de Defensa, Confederación Hidrográfica, etc., que cuentan con una red de carreteras de 11355 km. Por último cabe mencionar que actualmente las vías de doble carril (autopistas de peaje, autopistas sin peaje y autovías) suman 14981 km, lo que convierte a España en el país europeo con mayor longitud de este tipo de vías, seguido por Alemania y Francia (en segundo y tercer lugar respectivamente).

A toda esta vasta red de carreteras se unen las que son propiedad de sociedades y particulares, abiertas o no al uso público, como las carreteras de propiedad privada, las carreteras pertenecientes a operadores de energía para acceso a sus centros de generación (saltos hidroeléctricos, parques eólicos, etc.), las de gestión de explotaciones agropecuarias, etc. Se pueden apreciar en la Fig. 1.12 los vestigios de la existencia de barreras para el pago de peaje por atravesar una carretera privada perteneciente a una explotación agropecuaria (el peaje estuvo operativo hasta bien entrado el siglo XX).



Fig. 1.12. Puente en granja Florencia, Zamora.

3.2. Firme

Según la norma española 6.1 IC (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b) un firme es *el conjunto de capas ejecutadas con materiales seleccionados y, generalmente, tratados, que constituye la superestructura de la plataforma, resiste las cargas del tráfico y permite que la circulación tenga lugar con seguridad y comodidad.*

Los firmes de carreteras se proyectan con una calidad inicial, sabiendo que el paso de vehículos generará un deterioro hasta umbrales inadmisibles, por lo que es necesario un mantenimiento de las mismas para evitar su ruina.

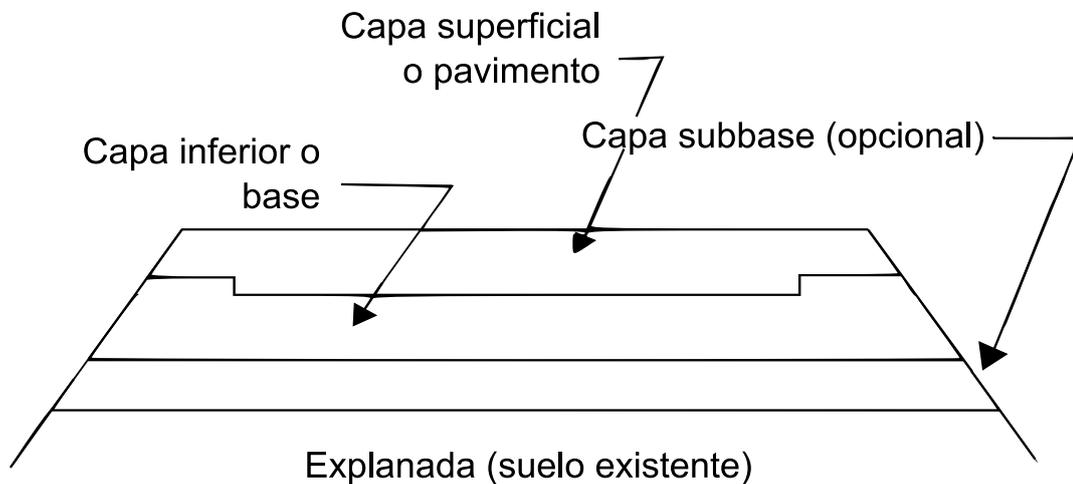


Fig. 1.13. Capas típicas de un firme actual de MBC.

Un firme flexible está constituido por varias capas de distintos materiales (Fig. 1.13). Cada capa recibe las cargas de la capa anterior, absorbiendo parte y pasando el resto de cargas a la capa inferior. Para aprovechar este reparto de cargas, las capas materiales se colocan por lo general según la capacidad portante necesaria, de forma que las capas inferiores tendrán una capacidad portante menor que las superiores (Fig. 1.14).

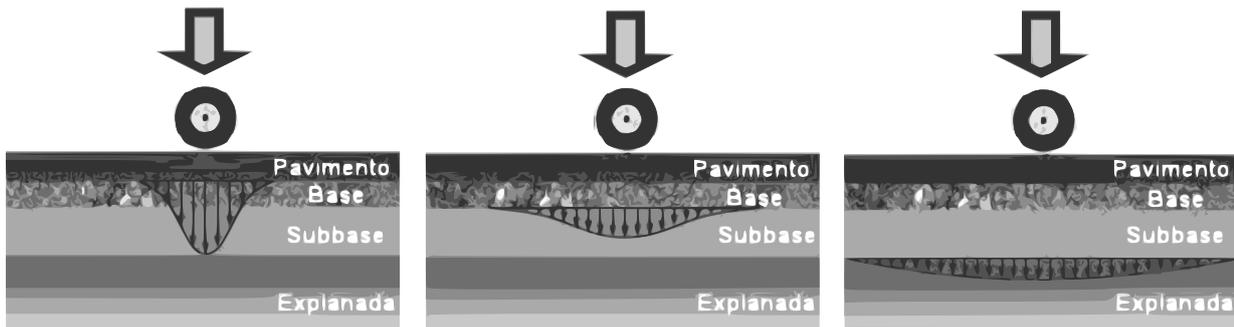


Fig. 1.14. Transmisión de la carga entre capas del paquete de firmes.

Como esquema general (NAPA, 2001; MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b) se pueden distinguir en un firme flexible las siguientes capas:

- Capa superficial o pavimento. Es la capa superior del firme y la que entra en contacto con el tráfico. Debe resistir las tensiones producidas por la circulación, proporcionando una superficie de rodadura cómoda y segura para el tránsito de vehículos. Puede estar compuesta de una o varias subcapas, todas ellas constituidas por MBC. Puede dividirse en dos subcapas:
 - Capa de rodadura. Es la capa superior de un pavimento.
 - Capa intermedia. Es una capa opcional, situada debajo de la capa de rodadura de un pavimento.
- Capa base o inferior (cuando no existe subbase). Es la capa que se encuentra directamente debajo de la capa superficial o pavimento y está constituida generalmente por áridos, con o sin cemento, aunque también puede estar constituida por mezcla bituminosa. Su misión es eminentemente estructural.
- Capa subbase. Es la capa (o capas) que se encuentran por debajo de la capa base. No siempre es necesaria. Su misión es contribuir a la resistencia estructural dada por la base, aunque también cumple otras misiones como mejorar el drenaje, reducir los daños por heladas, proporcionar una plataforma para la construcción de las capas superiores y evitar la contaminación del subsuelo de la capa base con materiales procedentes de la explanada. Los materiales a utilizar son de baja calidad comparados con los de las capas superiores.

La explanada es la superficie sobre la que se apoya el firme (no pertenece a su estructura), y a la que se le exigen una serie de requisitos estructurales. Puede ser natural o estar mejorada mediante aporte de nuevos suelos de buena calidad, con técnicas de estabilización *in situ* de los

suelos naturales existentes en la misma, o mediante una combinación de ambas técnicas (aporte y estabilización de nuevos suelos).

El firme se utiliza para evitar la acción directa de las cargas producidas por los vehículos de transporte sobre la explanada. Éstas suelen ser de varias toneladas por rueda, con presiones de 0.6 a 1 MPa en los grandes vehículos de transporte de viajeros y mercancías (KRAEMER *et al.*, 2004), lo que produce en poco tiempo importantes deformaciones.

Por otra parte, si no existiera el firme, las tensiones tangenciales superficiales que se producen en la capa de rodadura, y el hecho de encontrarse la carretera a la intemperie, darían lugar a una superficie deslizante e inestable en tiempo lluvioso y polvoriento e irregular en tiempo seco. Para evitarlo, el firme tiene que cumplir las siguientes funciones:

- Proporcionar una superficie de rodadura segura, cómoda y de características permanentes bajo las repetidas cargas del tráfico a lo largo de un período de tiempo suficientemente largo.
- Resistir las solicitaciones del tráfico pesado repartiendo las presiones verticales ejercidas por las cargas, para que a la explanada sólo llegue una carga inferior a su capacidad de soporte, y para que las deformaciones producidas en ella y en las distintas capas del firme sean admisibles (teniendo en cuenta la repetición de las cargas y la resistencia a la fatiga de los distintos materiales).
- Proteger la explanada de la intemperie, en particular de la acción del agua y su incidencia en la disminución de la resistencia a la tensión cortante en suelos, así como de los efectos de los ciclos de hielo y deshielo.

3.3. Mezcla bituminosa

Actualmente existe una gran variedad de firmes, que se clasifican en dos grandes grupos de acuerdo a los materiales que los componen y a la forma que tienen de distribuir las tensiones y deformaciones generadas por el tráfico:

- Firmes rígidos, que tienen una capa de hormigón que asegura la función resistente. La citada capa no sufre deformaciones apreciables y, debido a su rigidez, distribuye las cargas verticales que recibe (provenientes del tráfico rodado) sobre una gran superficie, de forma que las tensiones transmitidas se ven muy reducidas.

- Firmes flexibles, que están constituidos por una serie de capas de materiales con una resistencia a la deformación que decrece con la profundidad de forma proporcional a la disminución de tensiones transmitidas. Sufren deformaciones localizadas debido a que el reparto de las tensiones producidas por las cargas del tráfico rodado es menor que en el caso de los firmes rígidos. Dichas deformaciones son de naturaleza viscoelastoplástica, siendo la mayor parte de ellas elásticas.

La actual normativa española 6.3 IC sobre rehabilitación de firmes (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a) clasifica a su vez los firmes en:

- Firmes flexibles, constituidos por capas granulares no tratadas y materiales bituminosos en un espesor inferior a 15 cm.
- Firmes semiflexibles, en los que el espesor de los materiales bituminosos sobre capas granulares no tratadas iguala o supera los 15 cm.
- Firmes semirrígidos, constituidos por una o varias capas de materiales bituminosos de cualquier espesor sobre una o más capas tratadas con conglomerantes hidráulicos o puzolánicos, siendo el espesor conjunto de éstas igual o superior a 18 cm y con un comportamiento que garantice todavía una contribución significativa a la resistencia estructural del conjunto del firme.
- Firmes rígidos, constituidos por pavimento de hormigón, generalmente losas (existe también el pavimento continuo de hormigón), que se pueden colocar directamente sobre la explanada o bien sobre una capa soporte que puede estar tratada.
- Otros tipos de firmes, constituidos a base de adoquines, losas, aceras, etc.

La mayor parte de los firmes de carretera están constituidos en sus capas superiores por materiales compuestos bituminosos, por lo que la presente Tesis Doctoral se centrará en ellos. En la Tabla 1.1 se puede comprobar la alta demanda de producción de firme bituminoso a nivel mundial. A modo de ejemplo se puede estimar que la producción media de MBC en Europa, suponiendo unos precios medios de 40 € por tonelada de MBC extendida, asciende a 12.000 millones de €uros, cantidad para nada despreciable y que representa alrededor del 0.07 % de su PIB, lo que justifica más si cabe su estudio.

Tabla 1.1. Producción mundial de firme bituminoso en millones de toneladas, EAPA (2013).

País	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Alemania	57.0	57.0	51.0	51.0	55.0	45.0	50.0	41.0	41.0
Austria	10.0	10.0	9.5	9.5	9.0	8.2	8.0	7.2	7.0
Bélgica	5.2	5.0	4.5	4.9	4.7	4.8	5.9	5.6	5.3
Croacia	3.8	3.7	3.7*	4.2	3.2	2.2	2.6	2.5	2.8
Republica Checa	5.6	7.4	7.0	7.3	7.0	6.2	5.8	5.6	5.4
Dinamarca	3.2	3.4	3.3	3.1	2.7	3.2	4.0	3.6	3.7
Eslovaquia	1.8	2.2	2.2*	2.2*	2.2	1.9	2.2	1.9	1.6
Eslovenia	1.5	2.2	2.1	2.6	2.3	1.8	1.3	1.1	1.2
España	41.5	43.4	49.9	42.3	39.0	34.4	29.3	19.5	13.2
Estonia	1.2	1.5	1.5	1.5	1.2	1.1	1.3	1.1	1.2
Finlandia	6.2	5.5	5.9	6.0	5.2	4.9	5.0	4.5	4.5
Francia	40.1	41.5	42.3	41.8	40.1	38.8	39.2	35.3	35.4
Gran Bretaña	27.9	25.7	25.7	25.0	20.5	21.5	22.4	18.5	19.2
Grecia	7.0*	7.8	8.0	8.1	8.7	5.2	2.3	1.6	2.7
Hungría	3.8	4.4	3.3	2.5	1.6	3.4	2.3	2.5	2.7
Irlanda	3.4	3.5	3.3	2.8	3.3	2.3	0.2	0.2	0.2
Islandia	0.3	0.3	0.3	0.4	0.3	0.2	1.8	1.9	1.8
Italia	43.5	44.3	39.9	36.5	34.9	29.0	28.0	23.2	22.3
Letonia	0.6*	0.6*	0.6*	0.6*	0.6*	0.6*	0.6*	0.6*	0.6*
Lituania	1.7	2.2	1.5	1.6	-	-	1.6	1.3	1.3*
Luxemburgo	0.6	0.6	0.6*	0.6	0.7	-	0.7	0.6	0.7
Noruega	5.1	5.1	5.9	5.7	6.5	5.9	9.6	9.2	9.7
Países Bajos	8.6	9.8	10.2	9.3	9.8	9.5	6.7	6.3	6.4
Polonia	15.0	18.0	18.0*	15.0	18.0	18	26.5	21.1	18.2
Portugal	11.1	8.9	9.0	9.0*	9.0*	6.7	6.4	6.4*	6.4*
Rumania	2.8*	2.8*	3.2	3.3	3.6	3.2	3.6	3.2	4.1
Suecia	7.2	7.3	7.7	8.7	8.1	7.9	5.4	4.8	4.8
Suiza	4.7	5.4	5.2	5.3	5.4	5.3	8.1	7.7	7.6
Turquía	16.6	18.9	22.2	26.6	23.1	35.3	43.5	38.4	46.2
<i>Europa</i>	<i>324.3</i>	<i>346.1</i>	<i>347.7</i>	<i>338.0</i>	<i>317.3</i>	<i>309.3</i>	<i>324.3</i>	<i>276.4</i>	<i>277.3</i>
Australia	7.7	7.7	9.0	9.5	9.5*	7.5	8.8	-	-
Canadá	13.0	13.0	13.2	13.2*	13.2*	14	13.5	13.0	-
Corea del Sur	-	-	-	-	35.6	20.7	-	23.2	26.2
Estados Unidos	500.0	500.0	500.0	440.0	327.0	327.0	332.0	326.9	318.1
Japón	57.3	56.6	54.9	49.6	49.6	44.7	45.6	47.3	49.9
Nueva Zelanda	-	-	-	-	-	-	-	1.0	1.0
Sudáfrica	-	-	-	-	-	-	5.7	5.7	5.5

* Cifra estimada.

Las mezclas bituminosas se pueden clasificar de diversas formas. Así, según KRAEMER *et al.* (2004) se pueden distinguir:

- Por la temperatura de puesta en obra:
 - Mezclas en caliente, que se fabrican con betunes asfálticos a temperaturas más o menos elevadas (en general, en torno a 150°C).
 - Mezclas en frío, en las que el betún suele ser una emulsión bituminosa y la puesta en obra se realiza a temperatura ambiente.
- Por el porcentaje (en volumen) de huecos de la mezcla:
 - Densas (2 - 6%).
 - Semidensas (6 - 12%).
 - Gruesas (> 12%).
 - Drenantes (> 20%).
- Por el tamaño del árido:
 - Mezclas gruesas (> 20 mm).
 - Mezclas finas (10-20 mm).
 - Microaglomerados (< 10 mm).
- Por la granulometría:
 - Mezclas continuas (curva continua).
 - Mezclas discontinuas (curva discontinua).
- Por la estructura del árido:
 - Sin esqueleto mineral (poco uso en España). La resistencia de estas mezclas es debida únicamente a la cohesión del betún o del *mastic* (betún más el polvo mineral o *filler*).
 - Con esqueleto mineral. La componente de la resistencia debida al rozamiento interno de los áridos es notable.
- Por el tipo de betún empleado:
 - Convencionales (betunes normales).
 - Especiales (betunes modificados).

Combinando estos criterios de clasificación, se obtienen diversos tipos de mezclas, siendo los más utilizados:

- Mezclas bituminosas en caliente (MBC) o *Hot Mix Asphalt* (HMA). Son el tipo más generalizado. Se usan tanto en vías urbanas como en carreteras convencionales, autopistas y aeropuertos. Se pueden clasificar en:
 - Hormigones bituminosos en caliente (HBC) o *Asphalt Concrete* (AC). Se utilizan tanto para capas de rodadura como para las capas asfálticas inferiores. Se fabrican con ligantes tipo betún asfáltico, tanto normales como modificados. La proporción de betún varía según la granulometría y el uso de la mezcla, desde un 3% a un 6% sobre la masa del árido. Son de granulometría continua, por lo que las partículas más finas rellenan los huecos que existen entre las más gruesas. Todo el esqueleto mineral está recubierto por una película continua de betún. La reología de estas mezclas depende en gran medida del porcentaje de contenido de betún, de forma que una pequeña variación puede producir cambios importantes en su comportamiento.
 - Un tipo especial de HBC son las denominadas mezclas de alto módulo (MAM) o *high modulus asphalt* (HM). Son hormigones bituminosos en caliente pero con un elevado módulo de elasticidad, del orden de 13000 MPa a 20°C, mientras que las mezclas normales suelen tener un módulo del orden de 6000 MPa a la misma temperatura. Se suelen utilizar como capas de base y en rehabilitaciones, especialmente en travesías para mantener la rasante sin variaciones de cota y conseguir un aporte extra en sus características estructurales respecto al firme original. Se fabrican con betunes muy duros, tanto convencionales como modificados, y con una dotación de alrededor del 6% sobre la masa de áridos. La dotación de polvo mineral es alta también (entre 8 y 10%). Su resistencia a fatiga es elevada y se suelen utilizar en capas de gran espesor, de 8 a 15 cm.
 - Mezclas porosas, drenantes (MPD) o *Porous Asphalt* (PA). Tienen una proporción muy elevada de huecos respecto a las MBC convencionales (20 al 30%), lo que les da una gran permeabilidad. Están diseñadas para utilizarse en capas de rodadura de espesores hasta 4 cm, con lo que se consigue que el agua de lluvia caída sobre la calzada se evacue rápidamente por infiltración (resulta conveniente la impermeabilización de las capas inferiores y del cimiento). Para la fabricación de estas MPD, debido a su mayor adhesividad, se suelen utilizar betunes modificados, aunque también se utilizan MPD fabricadas con betunes convencionales para carreteras con baja intensidad de tráfico. Los principales problemas de este tipo de mezclas son las heladas, que producen su disgregación y la colmatación de sus poros

a lo largo de su vida útil, lo que obliga a su limpieza periódica con barredoras-aspiradoras, aunque a la larga pierden sus características y hay que reponerlos.

- Microaglomerados, denominados por la normativa española actual como *mezclas bituminosas en caliente para capas delgadas* (MBCCD), o *Betón Bitumineux Très Mince* (BBTM), que son mezclas con áridos de granulometría discontinua y con un *tamaño máximo* de árido inferior a 10 mm. No aportan características estructurales al firme, pero sí buenas cualidades superficiales, por lo que se suelen utilizar en la capa de rodadura.
- Mezclas bituminosas en frío (MBF): En este caso el ligante en este caso no es betún asfáltico sino una emulsión bituminosa (dispersión coloidal de un betún en agua y un agente emulsionante de carácter aniónico o catiónico). Tienen una gran flexibilidad, por lo que se suelen utilizar en capas de pequeño espesor colocadas sobre capas granulares. Esta característica, junto con su menor resistencia y precio respecto a una MBC, hace que se utilicen mayormente en la construcción y la conservación de carreteras de baja intensidad de tráfico. Entre las MBF destacan los siguientes tipos:
 - MBF de granulometría abierta. Éstas se fabrican con una baja proporción de áridos finos, por lo que el esqueleto mineral está conformado casi exclusivamente por áridos gruesos, lo que produce una elevada proporción de huecos. Esta configuración de la MBF hace que la resistencia la aporte casi exclusivamente la estructura mineral, debido al rozamiento interno entre los áridos. La proporción de betún asfáltico residual (procedente de la emulsión) es del 2.5-3% sobre la masa de árido. Son las más utilizadas.
 - MBF densas. Se fabrican con emulsiones de rotura lenta sin fluidificante, por lo que una vez colocadas en obra la mezcla debe pasar un periodo de maduración que consiste en la separación del betún y del agua procedente de la rotura de la emulsión bien mediante la simple evaporación, bien mediante una reacción química, hasta que el betún forme una película continua alrededor de los áridos. Se consigue así por medio de la maduración un aumento paulatino de la resistencia de la MBF. Al igual que durante el proceso de curado de las mezclas fabricadas con betunes fluidificados, no se puede dar paso a la circulación en la carretera hasta que se haya alcanzado una determinada resistencia, ya que la maduración es un proceso lento (a consecuencia de que la granulometría del árido es cerrada y la proporción de poros es pequeña).

- Masillas o *mastic* y asfaltos fundidos. Son mezclas sin esqueleto mineral en los que existe una elevada proporción de polvo mineral y de betún. La resistencia en este tipo de mezclas es aportada por la cohesión que proporciona la viscosidad del *mastic*, ya que al existir poco árido grueso, éste se encuentra disperso en el *mastic* no conformando apenas esqueleto mineral. Se utilizan para dotar de impermeabilidad a las capas, como en el caso de tableros de puentes, vías urbanas y aceras.

II. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME

El dimensionamiento del firme es el proceso mediante el cual se determinan las distintas capas que constituyen el firme y los espesores de las mismas, de forma que se alcance una vida en servicio determinada y que su coste sea mínimo. El diseño del firme se puede subdividir en dos partes fundamentales: el *diseño estructural* y el *diseño de la mezcla*.

El objetivo del diseño estructural es determinar el número, la composición material y el grueso (espesor), de las diversas capas dentro de la estructura del firme conforme a un régimen de cargas dado y para un periodo de diseño determinado. Así, se realiza el diseño estructural de forma que la resistencia del firme sea suficiente para soportar las cargas del tráfico durante toda su vida (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003).

El objetivo del diseño de la mezcla es determinar la composición óptima de los materiales en el firme, esto incluye evaluaciones detalladas de todos los componentes que lo integran (áridos, betunes, *filler*, etc.), así como un estudio de sus porcentajes óptimos de mezcla.

1. PARÁMETROS FUNDAMENTALES

Al diseñar el firme hay tres parámetros fundamentales a considerar:

- Las *características de la explanada* o del suelo sobre el cual se coloca el firme, que tendrán un impacto grande en el diseño estructural. Las características de rigidez y drenaje de la explanada ayudan a determinar el espesor de la capa de firme, la composición y número de capas de éste, las posibles restricciones estacionales de carga en los vehículos pesados, etc.
- Las *cargas aplicadas* en función del tráfico previsto se utilizan para determinar la composición del firme, las características de las capas y su grosor, influyendo en la vida del propio firme.
- Los *agentes externos*, principalmente ambientales, tienen un gran impacto en el funcionamiento del material, ya que afectan a su durabilidad y a su reología.

1.1. Características de la explanada

El éxito de un firme depende a menudo de la explanada o suelo subyacente, es decir, del material sobre el cual se construye la estructura del pavimento. Los suelos se componen de una amplia gama de materiales, aunque algunos son mucho mejores que otros.

El funcionamiento de la explanada depende generalmente de:

- *La capacidad portante*. La explanada debe poder soportar las cargas transmitidas por la estructura del firme. Esta capacidad portante depende del grado de compactación, del contenido de agua y del tipo del suelo. Una explanada con alta capacidad portante y baja deformación se considera buena.
- *El contenido de agua*. La humedad afecta a un gran número de características de la explanada, incluyendo la capacidad portante, así como la contracción y el hinchamiento del suelo. El contenido de agua depende del drenaje, de la elevación de la cota del agua subterránea, de la infiltración y de la porosidad del firme (que puede existir por las grietas en el mismo). Generalmente, los suelos excesivamente húmedos se deformarán en exceso bajo la presencia de cargas.

- *La contracción y el hinchamiento.* Algunos suelos se contraen o hinchan dependiendo de su contenido de agua. Además, los suelos con contenido excesivo en finos suelen ser susceptibles a las heladas, que tienden a agrietar el firme colocado sobre ellos debido a los continuos ciclos hielo-deshielo y su consecuente contracción e hinchamiento.



Fig. 2.1. Grietas debidas al fallo de la explanada.

Cuando la explanada a utilizar no tiene las características adecuadas se puede llegar a producir el fallo del firme (Fig. 2.1) e incluso su ruina (Fig. 2.2). Existen varios métodos para mejorar su funcionamiento:

- *Retirada y sustitución (sobre-excavación).* El suelo pobre de la explanada se puede quitar y sustituir por terraplén de alta calidad, lo que puede llegar a ser muy costoso. La Tabla 2.1 presenta la profundidad necesaria de sobreexcavación en función del índice de plasticidad del suelo.

Tabla 2.1. Recomendaciones de sobre-excavación (CAPA, 2000).

Índice de plasticidad del suelo	Profundidad de la sobre-excavación
10-20	0.7 m
20-30	1.0 m
30-40	1.3 m
40-50	1.7 m
> 50	2.0 m



Fig. 2.2. Ruina del firme por fallo de la explanada.

- *Estabilización* de una o varias capas de la explanada mediante tratamientos con cemento, cal o betún. La adición a una capa de la explanada de cal, cemento Portland o betún puede aumentar la rigidez del suelo y reducir la tendencia al hinchamiento.
- *Capas adicionales.* Se puede mejorar la baja capacidad portante que tienen algunas explanadas añadiéndole capas adicionales. Estas capas adicionales (generalmente de piedra machacada) sirven para mejorar el reparto de las cargas del firme a la explanada, así como para elevar la capacidad portante de ésta. La problemática de esta solución radica en que, al proyectar los firmes para este tipo de explanadas, se puede tender a utilizar una capa de sección gruesa porque cumple la mayoría de las ecuaciones del diseño. Sin embargo, hay que tener en cuenta que estas ecuaciones no fueron pensadas para utilizarse en estos casos extremos. En resumen, una capa gruesa sobre una explanada con una baja capacidad portante no constituirá necesariamente un buen firme.

En cuanto a la normativa española, la Norma 6.1 IC, *Secciones de Firme* (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b), clasifica las explanadas en tres categorías (Tabla 2.2), en función del módulo mínimo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{V2}) obtenido de acuerdo con la norma NLT-357. *Ensayo de carga con placa* (CEDEX, 1992-2000) y en función del tipo de suelo de la explanación o de la obra de tierra subyacente y de las características y espesores de los materiales disponibles. Propone además una serie de soluciones para conseguir una u otra categoría de explanada.

Tabla 2.2. Categoría de la explanada. Módulo mínimo de compresibilidad según norma 6.1 IC (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b).

Categoría de la explanada	E3	E2	E1
E_{V2} (MPa)	300	120	60

1.2. Cargas aplicadas

Una de las funciones principales del firme es la distribución de las cargas o sollicitaciones que va a soportar y que provienen fundamentalmente del tránsito de vehículos. Así para diseñar adecuadamente un firme, es necesario definir las bien, pues junto con las condiciones ambientales son los dos parámetros que más dañan el firme a corto plazo.

El modelo estructural de firme más simple se basa en que *cada carga individual produce una cierta cantidad de daño irreversible*. Este daño es irrecuperable, por lo que cuando el firme alcanza un cierto valor máximo se considera que ha llegado al final de su vida útil.

La caracterización de las sollicitaciones a las que está sometido un firme es bastante compleja, debido no sólo a los distintos tipos de vehículos existentes, sino también a las *interacciones rueda-pavimento* que producen sollicitaciones adicionales a las cargas estáticas producidas por los vehículos (ARRIAGA y GARNICA, 1998). Por ello, es necesario estudiar los siguientes aspectos para el diseño del firme:

1. Tipología de los ejes.
2. Magnitud de las cargas aplicadas.
3. Distribución del tráfico.
4. Velocidad de los vehículos y tiempo de sollicitación en un punto.
5. Interacción rueda-pavimento.
6. Repetición de cargas.
7. Distribución de tensiones producidas por las cargas.

1.2.1. Tipología de los ejes

La presión y el área de contacto del neumático son de suma importancia, así como el número de puntos de contacto del vehículo con el firme, y por tanto, el reparto de su carga. En la Fig. 2.3. se recogen las combinaciones de ruedas y ejes más utilizadas actualmente.

Las leyes y las reglamentaciones de los distintos países establecen el número máximo de ejes y el peso máximo total por eje para limitar el daño que se produce al firme.

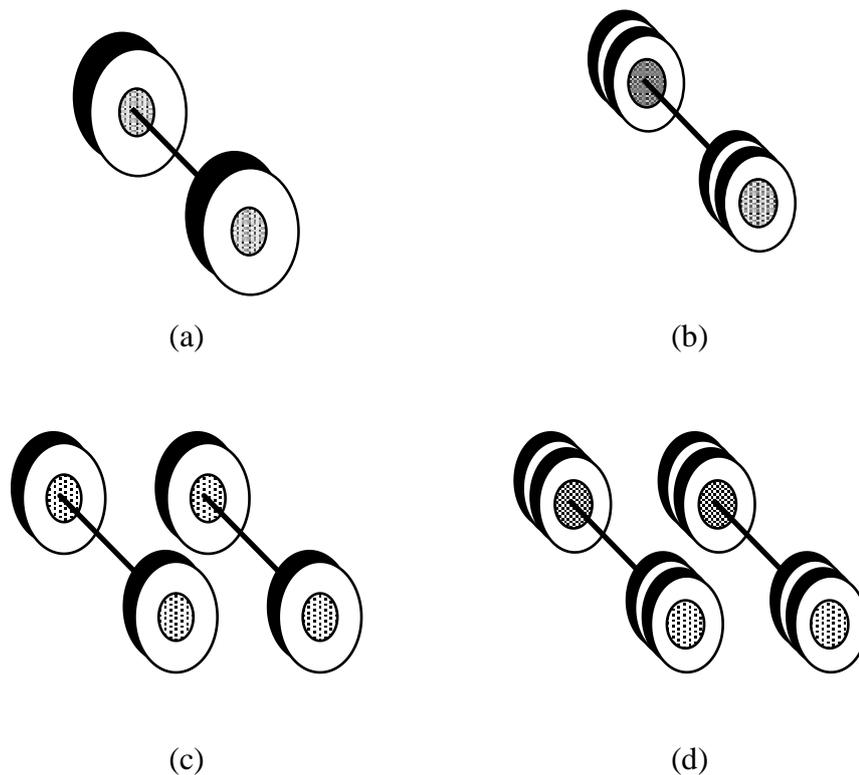


Fig. 2.3. Combinaciones eje-rueda más usuales.

- (a) Eje simple con neumáticos simples.
- (b) Eje simple con neumáticos dobles.
- (c) Eje tándem con neumáticos simples.
- (d) Eje tándem con neumáticos dobles.

La relación entre el peso por eje y el daño causado a un firme no es lineal, sino *exponencial*. Esto se deduce a partir de la ecuación (2.1) propuesta por la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 1993) para el cálculo del número de ejes de peso x kips (W_x) y el número de ejes equivalentes estándar (W_{18}) correspondiente a un peso de 18 kips (80 kN):

$$\frac{W_x}{W_{18}} = \left(\frac{L_{18} + L_{2s}}{L_x + L_{2x}} \right)^a \left(\frac{10^{G/\beta_x}}{10^{G/\beta_x}} \right) (L_{2x})^b \quad (2.1)$$

y su inversa, el factor de carga equivalente, F :

$$F = \frac{1}{\frac{W_x}{W_{18}}} \quad (2.2)$$

siendo L_x la carga del eje evaluado en kips. (1 kips = 4.448 kN); L_{18} la carga por eje estándar en kips (el eje estándar habitual es 18 kips $\rightarrow L_{18}=18$ kips); x la magnitud de la carga evaluada (en kips); L_{2s} la constante para el tipo de eje estándar elegido (igual a 1, 2 ó 3 según sean ejes sencillos, tándem y triple respectivamente); L_{2x} la constante según el tipo de eje evaluado (igual a 1, 2 ó 3 según sean ejes sencillos, tándem y triple respectivamente); p_t el índice de servicio terminal o *terminal serviceability index* (punto en el que el firme está al final de su vida útil, habitualmente se considera $p_t=2.5$); y a y b coeficientes hallados experimentalmente (a toma el valor 4.79 para firmes flexibles y 4.62 para firmes rígidos; b toma el valor 4.33 para firmes flexibles y 3.28 para firmes rígidos).

El factor de pérdida de utilidad del firme o *serviceability loss factor* (G) se define como:

$$G = \log \left(\frac{c - p_t}{c - 1.5} \right) \quad (2.3)$$

siendo c un coeficiente hallado experimentalmente (toma el valor 4.2 para firmes flexibles y 4.5 para firmes rígidos).

El índice β_x se define para los firmes flexibles como:

$$\beta_x = 0.4 + \left(\frac{0.081(L_x + L_{2x})^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_{2x}^{3.23}} \right) \quad (2.4)$$

siendo SN el número estructural del firme, que representa la capacidad de un firme para soportar las sollicitaciones del tráfico y es función de los espesores y de la calidad de los materiales con que cada capa será construida (SN toma el valor de 3 para firmes flexibles).

El índice β_x se define para los firmes rígidos como:

$$\beta_x = 1.00 + \left(\frac{3.63(L_x + L_{2x})^{5.20}}{(D + 1)^{8.46} L_{2x}^{3.52}} \right) \quad (2.5)$$

siendo D la profundidad de la losa en pulgadas.

De aquí (dando valores a las anteriores ecuaciones) se deduce que *los vehículos que producen daño al firme son claramente los pesados*. Por ello la carga por eje equivalente (Q) utilizada en España para el diseño de firmes se fija en la de un vehículo pesado tipo de dos ejes simples con neumáticos dobles (ruedas gemelas), con una carga por eje de 128 kN (13 t) según la norma 6.3 IC. *Refuerzo de firmes* (MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, 1980). De este modo, el *wheels axle equivalents* o número de ejes de 13 t equivalentes (W) a un eje de peso Q (t) se define como:

$$W = \left(\frac{Q}{13} \right)^4 \quad (2.6)$$

despreciándose las sollicitaciones debidas a los vehículos no definidos como pesados. Cada eje tándem de peso Q se considera como equivalente a 1.4 ejes simples de peso $Q/2$.

Se incluye en la *denominación de vehículo pesado* a: los camiones de carga útil superior a 3 t de más de cuatro ruedas y sin remolque, los camiones con uno o varios remolques, los vehículos articulados y los vehículos especiales, y los vehículos dedicados al transporte de personas con más de nueve plazas.

El valor de carga por eje equivalente utilizado ($Q = 128$ kN) equivale a una presión de contacto del neumático P_c de 900 kPa (la tensión transmitida por la rueda al firme σ es por tanto de 9.17 kg/cm²), que es ligeramente superior a la presión máxima autorizada (9.00 kg/cm²) y a la presión de inflado (en torno a los 8 bares ≈ 8.16 kg/cm² en vehículos pesados). De esta forma

la consideración de las cargas en el diseño es *conservadora*, estando siempre *del lado de la seguridad*. El eje equivalente considerado es un eje simple con ruedas gemelas (número de ruedas por eje, $n = 4$) por lo que la carga sobre cada rueda tiene un valor de 32 kN (128 kN /4 ruedas). El diámetro de la superficie de contacto de la rueda con el pavimento (ϕ) es 21.3 cm y la separación entre centros de los neumáticos es 31.9 cm (tres radios), por lo que entre bordes de dichos neumáticos hay una separación de un radio (Fig. 2.4).

$$p = \frac{Q/n}{\pi\phi^2/4} \quad (2.7)$$

En la antigua normativa de carreteras 6.3 IC (MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, 1980), para el cálculo del número de ejes equivalentes que pasan por una determinada sección de carretera (Tabla 2.3) se utilizaban, por su propia definición, dos ejes equivalentes por cada vehículo y una carga por eje equivalente de 13 t.

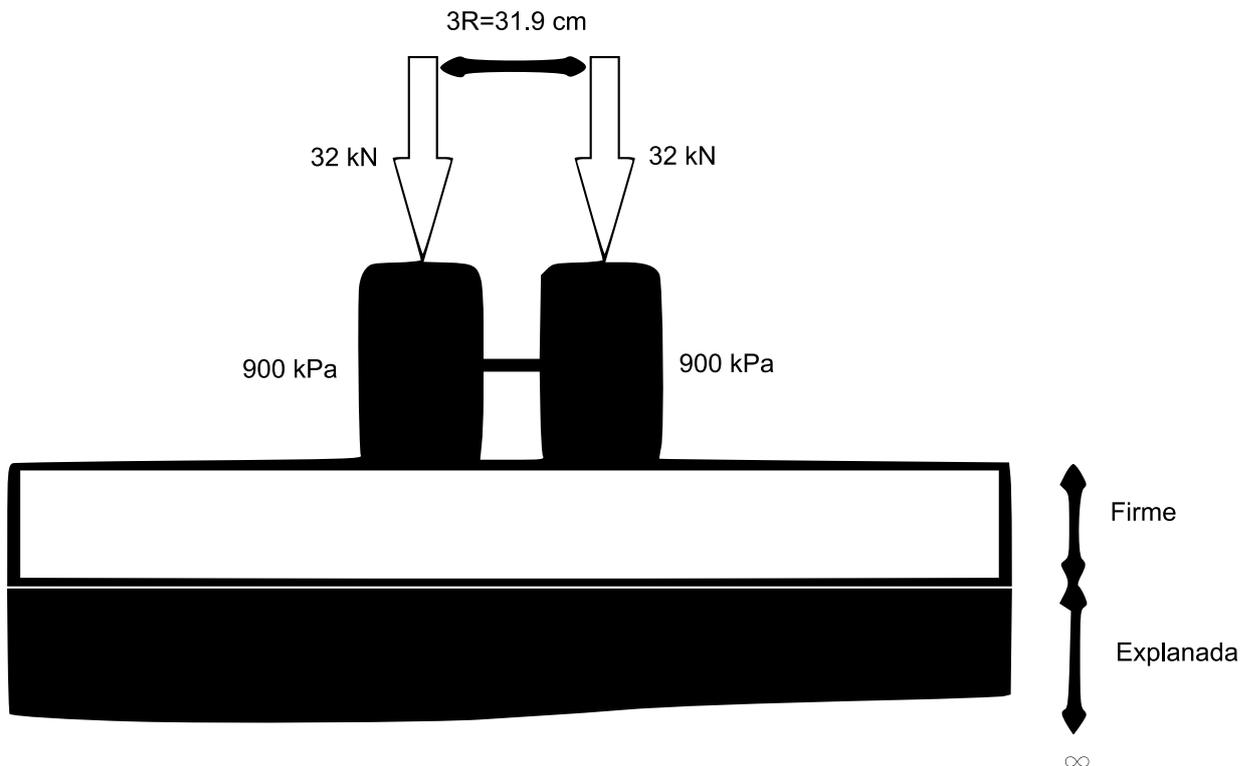


Fig. 2.4. Carga por eje equivalente utilizado en la normativa española.

Tabla 2.3. Número de ejes equivalentes en la norma 6.3 IC
(MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, 1980)

Carga por eje $Q(t)$	Número de ejes equivalentes de 13 t	Carga por eje $Q(t)$	Número de ejes equivalentes de 13 t
1	0.00004	11	0.51
2	0.00055	12	0.73
3	0.003	13	1.0
4	0.009	14	1.3
5	0.02	15	1.8
6	0.04	16	2.3
7	0.08	17	2.9
8	0.14	18	3.7
9	0.22	19	4.6
10	0.35	20	5.6

En la actual normativa de carreteras 6.3 IC (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a), para simplificar el manejo de la norma, ya no se utiliza el número de ejes equivalentes, sino que se ha sustituido este concepto por el de *intensidad media diaria de vehículos pesados* (IMD_P), parámetro a partir del cual se establecen seis categorías de tráfico pesado.

1.2.2. Magnitud de las cargas aplicadas

El diseño estructural del firme requiere una cuantificación de todas las cargas previstas durante la vida útil del firme. Esta cuantificación se puede realizar de dos formas:

- *Ejes equivalentes (equivalent single axel loads, ESAL)*, definidos por AASHTO (1993). Se convierten las diferentes solicitaciones transmitidas por los distintos tipos de ejes en las repeticiones de ciclos de carga en un *eje simple de carga equivalente*. Es decir, se calcula el número de solicitaciones que realizaría un eje de un determinado peso o *eje equivalente*, de forma que el daño generado por el mismo equivalga al realmente producido por el tráfico real sobre el firme.
- *Espectros de carga* (AASHTO, 2002). Se caracterizan las cargas directamente por el número de ejes, su configuración y su peso, lo que no implica la conversión a ejes equivalentes. Este método es utilizado generalmente cuando se necesita una caracterización más exacta de la carga.

1.2.3. Distribución del tráfico

En una carretera las cargas no se distribuyen por igual en ambos sentidos, sino que suele haber más tráfico (y por tanto más carga) en un sentido que en el otro. Incluso dentro del mismo sentido no todos los carriles llevan la misma carga, de forma que el carril exterior (el derecho en el sistema europeo continental y el izquierdo en el inglés) lleva los vehículos más lentos y pesados, y por tanto la mayor parte de las cargas.

De esta forma, el diseño estructural del firme debe contemplar la distribución desigual del tráfico. Normalmente esto se realiza mediante la elección de un *carril de diseño*. Las cargas esperadas en este carril de diseño se obtienen, bien por medida directa, bien por medio de la aplicación de factores de distribución direccional y de carril.

En las campañas de aforos de tráfico se obtienen datos sobre la cantidad de vehículos que pasan por una determinada sección de carretera, su tipología, distribución, etc., y se obtienen así los parámetros de diseño de carreteras intensidad media diaria (*IMD*) e Intensidad Media Diaria de vehículos pesados en el carril de proyecto (*IMD_{PC}*).

1.2.4. Velocidad de los vehículos y tiempo de solicitación en un punto

Uno de los aspectos a tener en cuenta para el dimensionamiento del firme es la velocidad de circulación de los vehículos. De este modo, siguiendo la teoría viscoelástica para el diseño del firme, la duración de la carga y la velocidad están directamente relacionadas entre sí, mientras que si se sigue la teoría elástica lo que prima para la selección de los materiales de construcción de un firme es el módulo de resiliencia, puesto en consonancia con la velocidad del vehículo (HUANG, 1993).

De esta forma en diversos estudios se ha tratado de equiparar las tensiones aplicadas al pavimento por una rueda en movimiento a diversas formas de onda (BARKSDALE, 1971; MCLEAN Y MONISMITH, 1974; HUANG, 1993). BARKSDALE (1971) asimiló las tensiones verticales aplicadas por una rueda en el pavimento a una *onda de tipo triangular*, observando que, a mayor velocidad del vehículo, el tiempo de aplicación de la carga disminuye, que el tiempo de duración de la carga aumenta con la profundidad del punto del firme al que se hace referencia y que al considerar la onda como triangular los tiempos de aplicación aumentan.

MCLEAN y MONISMITH (1974) asimilaron dichas tensiones aplicadas al pavimento a una *onda cuadrada*. HUANG (1993) recomienda para los estudios la utilización de una *onda sinusoidal mixta* de 1.0 s de duración, de forma que la duración de aplicación de carga sea 0.1 s y se separaren entre sí por periodos de reposo de 0.9 s.

1.2.5. Interacción rueda-pavimento

Es a través de las ruedas como se transmite la carga del vehículo, por lo que es necesario conocer la interacción entre la rueda y el pavimento. En su mayoría, los análisis de firmes suponen que la carga del neumático está aplicada uniformemente sobre un área de contacto con *forma circular*, de modo que su tamaño depende de la presión de contacto de la rueda con el firme.

Se suele suponer que las presiones de hinchado de los neumáticos (P_n) son iguales que las de contacto (P_c) aunque realmente son distintas. Como se puede apreciar en la Fig. 2.5 hay dos posibilidades:

- Para bajas presiones de neumático $P_c > P_n$. Basándose en el principio de acción-reacción (tercera ley de Newton), las fuerzas debidas a la presión de contacto deben compensarse por la suma de las fuerzas verticales de la pared y las originadas por la presión del neumático.
- Para altas presiones de neumático $P_c < P_n$. También por el principio de acción-reacción, las fuerzas originadas por la P_n deben compensar la suma de las fuerzas originadas por P_c y las fuerzas verticales de tracción en la pared del neumático.

Como los vehículos pesados son los que más daño producen al firme y usualmente éstos llevan presiones de inflado altas, utilizar la presión de llanta como presión de contacto significa estar del lado de la seguridad (HUANG, 1993).

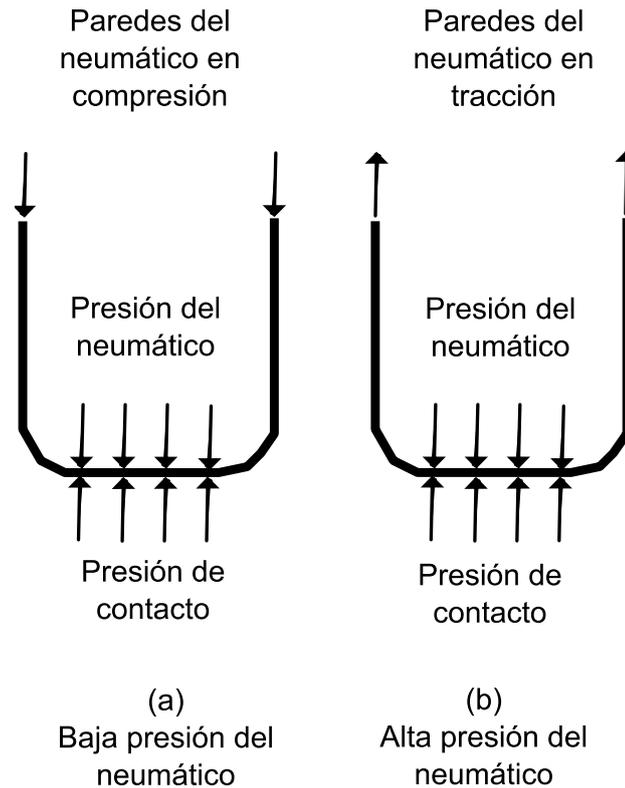


Fig. 2.5. Relación entre la presión de contacto y la presión de hinchado del neumático.

Tradicionalmente se ha asimilado el área de contacto real del neumático con el firme a una sección circular. Aunque esto no es totalmente correcto, el error suele ser insignificante, por lo que se utiliza como simplificación a la hora de determinar las cargas en el ensayo. Según HUANG (1993), la ecuación que relaciona el radio de contacto del neumático r con la presión de hinchado del neumático P_n y la carga total del mismo ($Q/2$) es:

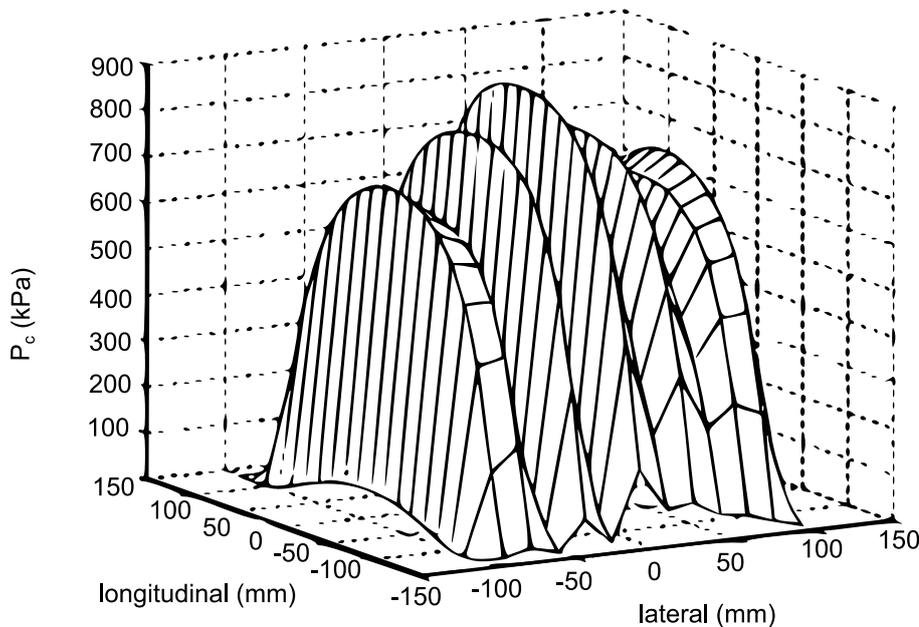
$$r = \sqrt{\frac{Q/2}{P_n \pi}} \quad (2.8)$$

La presión de contacto en realidad no se encuentra uniformemente distribuida sobre un área circular. Se han desarrollado una serie de medidores de presión superficial para medir la presión de contacto entre el firme y el neumático en movimiento (DE BEER, FISHER Y JOOSTE, 1997), mediante los que se ha demostrado que la distribución de tensiones depende principalmente de la carga del neumático, de la presión de inflado, y de las características de los materiales con que está fabricado.

FENG-WANG (2005) efectuó ensayos para determinar las medidas de las huellas de los neumáticos en varias condiciones de carga (Fig. 2.6), demostrando que el área de contacto se asemeja más a una huella rectangular para presiones de neumático bajas y a una huella circular para presiones del neumático altas, dependiendo también esta forma de la carga que soporta el neumático y del material con el que está fabricado.

Los estudios realizados por DE BEER, FISHER y JOOSTE (1997) y completados por DE BEER y FISHER (2002) permiten obtener dos conclusiones importantes:

- La primera es que la presión de contacto firme-neumático en realidad *no se encuentra uniformemente distribuida sobre un área de contacto circular*, como se asumía en el modelo de interacción pavimento-neumático tradicional. Esto choca con la idea de utilizar la teoría elástica lineal de múltiples capas en el estudio del firme, ya que dicha teoría se basa en que la presión de contacto rueda-pavimento es uniforme y en que el área de contacto tiene forma circular.
- La segunda conclusión es que es la presión de contacto entre pavimento y neumático se puede medir con precisión, con lo que se podría utilizar como dato de entrada en un programa de elementos finitos para calcular la respuesta del pavimento, consiguiendo de este modo análisis de firmes más exactos.



(a)

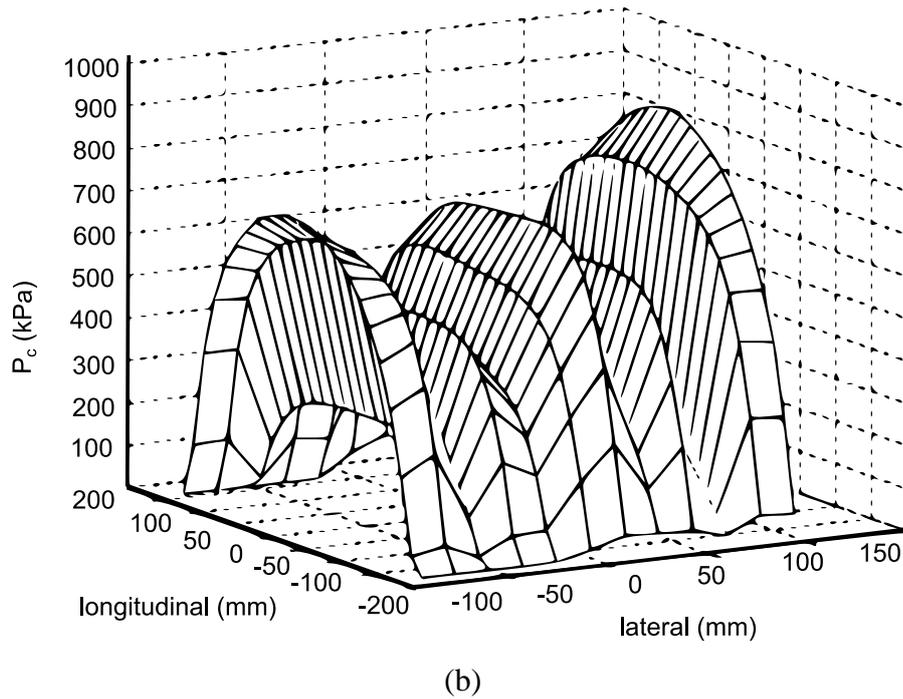


Fig. 2.6. Presión de contacto entre el pavimento y el neumático (FENG-WANG, 2005).

- (a) Presión del neumático 690 kPa y carga soportada por el mismo 24 kN.
 (b) Presión del neumático 483 kPa y carga soportada por el mismo 31 kN.

WHITE (2002) realizó un ensayo con ejes equivalentes de 80 kN y una separación entre neumáticos de 1.80 m donde midió el área de contacto entre el neumático y el pavimento (Fig. 2.7). Para ello utilizó la simplificación de que la presión de contacto entre la rueda y el pavimento es igual a la presión del neumático. Del estudio obtuvo un área de contacto de 645 cm² para una presión de neumático de 620 kPa, que asimiló a un área equivalente rectangular de 31.75 × 20.30 cm.

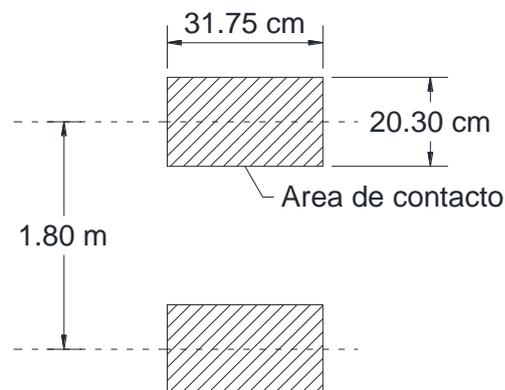


Fig. 2.7. Área de contacto de un eje simple (WHITE, 2002).

De esta forma, el área equivalente rectangular, para un ancho estándar (L) tendrá las siguientes proporciones:

$$Longitud = 0.8712L \tag{2.9}$$

$$Ancho = 0.6L \tag{2.10}$$

Una velocidad en los vehículos baja ofrece una duración de carga más prolongada que una velocidad alta, por lo que se favorecerá la aparición de roderas o *rutting* en la superficie del firme, (*efecto viscoelastoplástico*).

El área equivalente de contacto se utilizó como entrada en un modelo basado en el método de los elementos finitos (MEF), utilizándose en la distribución de la Fig. 2.8 y asumiendo que el contacto es constante dentro de cada área rectangular o huella.

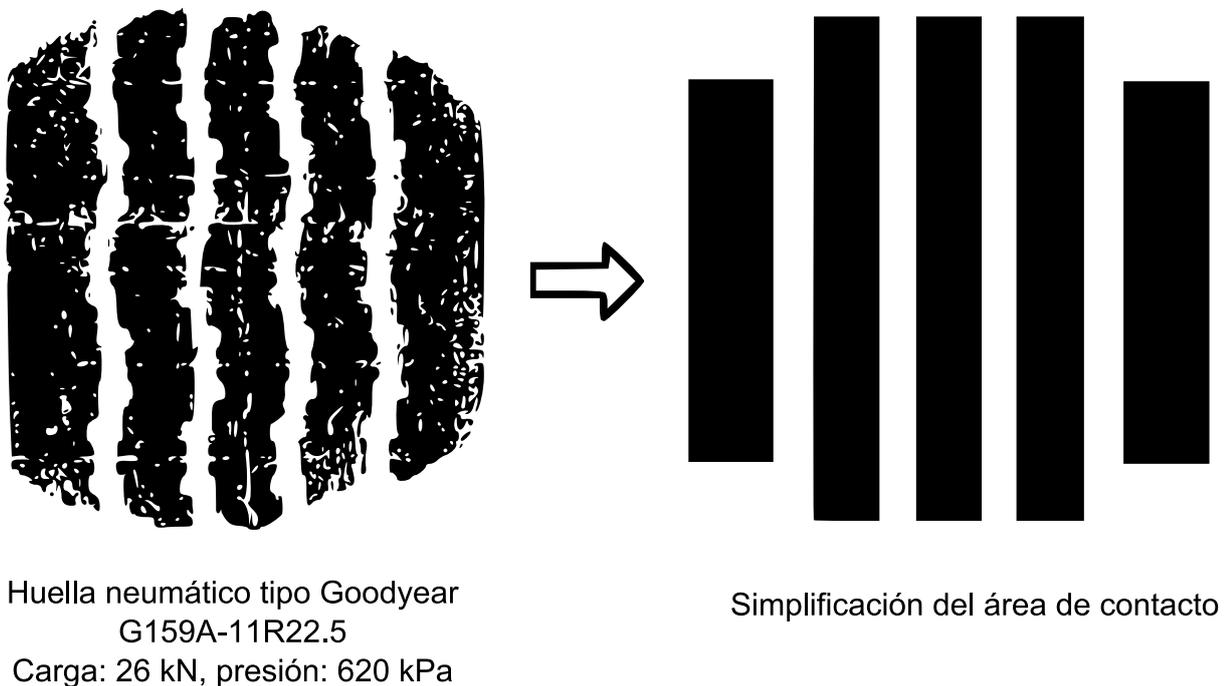


Fig. 2.8. Simplificación del área del contacto o huella (WHITE, 2002).

En el modelo (utilizando el MEF) empleado por WHITE (2002), la velocidad del vehículo se relaciona directamente con la duración de la carga. Como simplificación supuso que las áreas de contacto y las tensiones son iguales para los cuatro neumáticos integrados en el eje

equivalente (Fig. 2.9) aunque las tensiones las configuró de forma que tuvieran una distribución diferente dependiendo del nivel de contacto y de la presión entre pavimento y rueda (Fig. 2.10).

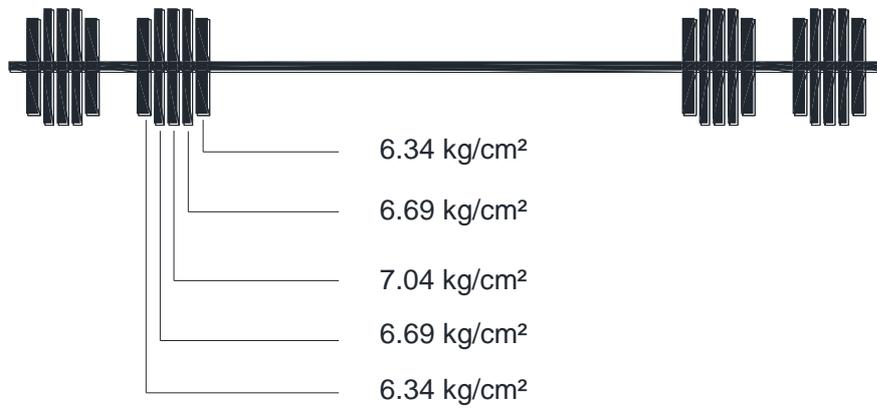


Fig. 2.9. Áreas de contacto y tensiones en el ensayo de WHITE (2002).

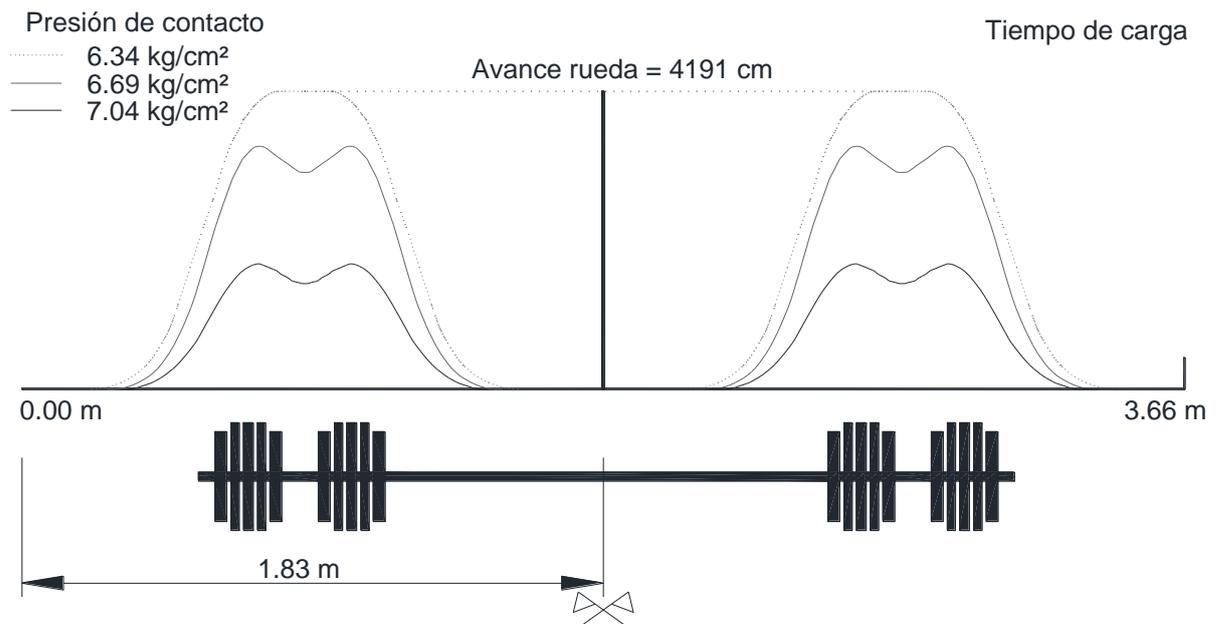


Fig. 2.10. Distribución de los diferentes niveles de tensión según la presión del neumático en un tiempo correspondiente a un avance de rueda de 41 m (WHITE, 2002).

1.2.6. Repetición de cargas

Aunque no es demasiado difícil determinar las cargas por rueda y por eje para un vehículo individual, llega a ser muy complicado establecer el número exacto de ejes de cada tipo que un firme en particular soporta durante su vida en servicio, ya que se tendría que contar para el

tramo en estudio con una estación de aforo permanente y además realizarse aforos manuales de forma continua para caracterizar la distribución del tráfico sin margen de error.

La carga aplicada puede modelizarse como estática, móvil (dinámica), vibratoria o de impulso. Modelizar cargas móviles o dinámicas es mucho más complejo y requiere mayores esfuerzos de formulación y de cálculo.

Existen actualmente dos métodos básicos para caracterizar repeticiones de cargas:

- *Carga de eje equivalente.* De acuerdo con los resultados de los ensayos realizados por la *American Association of State Highway Officials*, AASHO (1961) el método más común es convertir las cargas transmitidas por los diferentes tipos de vehículo en un número de ejes equivalentes de carga conocida. La carga equivalente con más uso en los Estados Unidos es la carga equivalente por eje *Equivalent Single Axle Load* (ESAL) de 82 kN. En España la carga equivalente utilizada es de 128 kN.
- *Espectros de carga.* La guía AASHTO (2002) para el diseño y rehabilitación de estructuras de firme elimina el concepto de eje equivalente y determina las cargas directamente de las configuraciones y pesos de los ejes. Esto permite una caracterización más exacta del tráfico, pero se apoya en los mismos datos de entrada utilizados para calcular las ESAL. A menudo, los datos de los espectros de la carga se obtienen de estaciones de pesaje fijas y móviles.

Normalmente no se calculan sólo los ejes de carga equivalente o los espectros de carga, sino que se pronostica la vida de diseño del firme a proyectar. Esta información ayuda a determinar el diseño estructural en el caso de proyectos de reparación, variantes de trazado, etc., lo que se realiza considerando periodos de diseño de 10 a 50 años según el país y la normativa aplicada.

1.2.7. Distribución de tensiones producidas por las cargas

El tráfico rodado somete al firme, y por tanto a los materiales que lo constituyen, a un especial estado tensional que tiene su origen en las diferentes cargas dinámicas que originan los distintos tipos de vehículos que transitan por la carretera, y que son trasladadas a través de sus ruedas al pavimento, transmitiéndolas éste a su vez al resto del firme e incluso a la explanada donde se asienta.

El diseño mediante el conocimiento y el análisis del comportamiento mecánico de las distintas capas que componen el firme es sin duda un gran avance, que ha permitido pasar de los tradicionales métodos de diseño empíricos a métodos de diseño que utilizan modelos mecánicos, mucho más parecidos al comportamiento real de los materiales. Estos métodos constituyen lo que se ha dado en llamar *análisis de la teoría elástica multicapa*, que precisan tanto de un análisis teórico de todo el sistema como del cálculo de tensiones y deformaciones originadas por la aplicación de las cargas que provocan los diferentes tipos de vehículos al circular sobre el firme.

El patrón de tensiones aplicadas a un firme como resultado del tráfico que soporta es muy complejo, ya que un elemento de firme está sujeto a pulsos de carga que involucran componentes de tensiones normales y cortantes. Las tensiones son transitorias y cambian con el tiempo conforme la carga avanza, por ejemplo, la tensión cortante cambia de sentido cuando la carga pasa, provocando así una rotación de los ejes de tensiones principales (LEKARP, RICHARDSON y DAWSON, 1997).

En la Fig. 2.11 se muestra una sección longitudinal de las capas de un firme, sobre la que se mueve una carga a velocidad constante. Dependiendo del punto en que actúe una carga el estado tensional experimentado en un punto varía (GARNICA, GÓMEZ y SESMA, 2002).

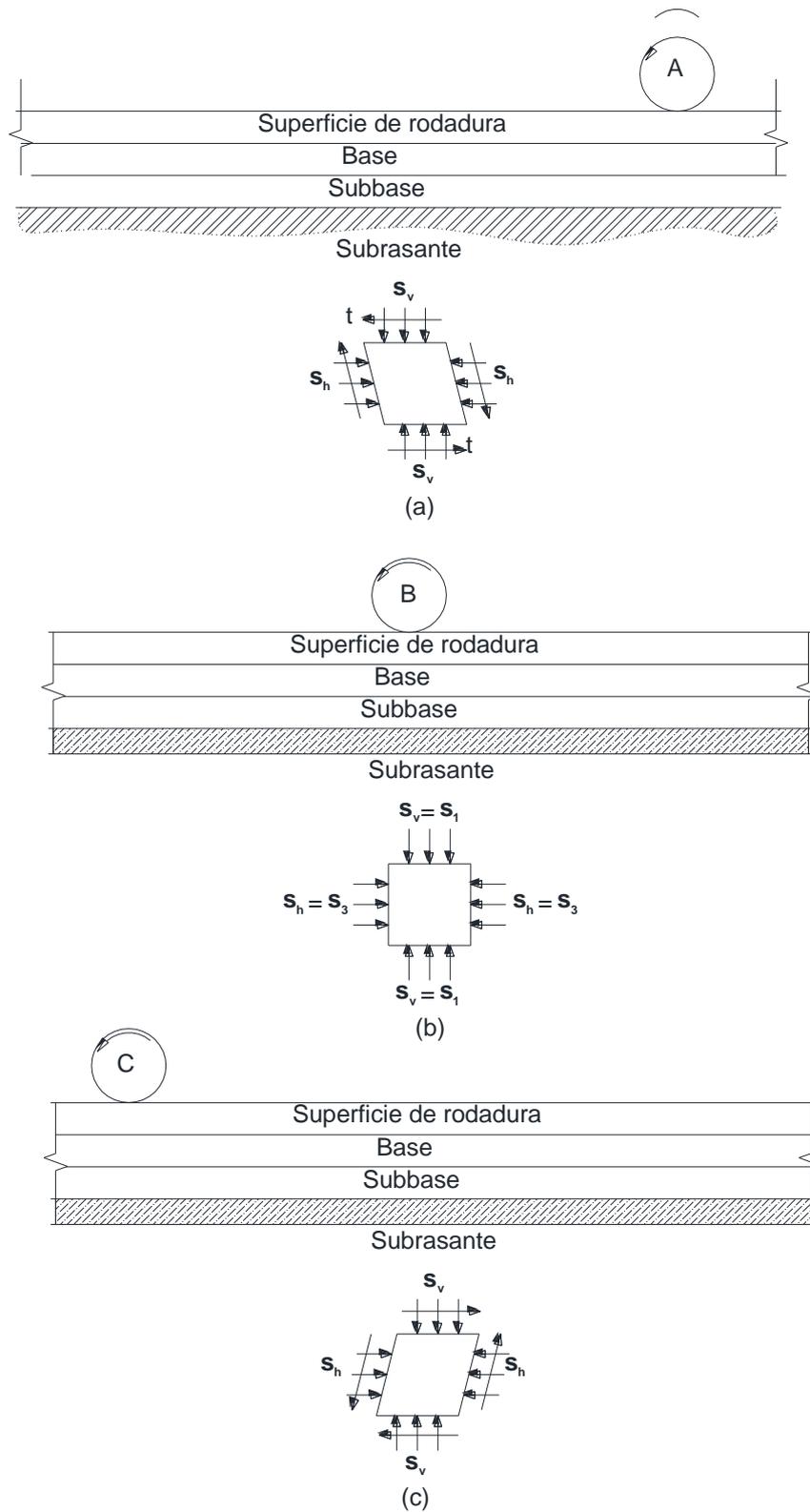


Fig. 2.11. Estado de tensiones en una sección longitudinal de un firme.

Así, se puede distinguir que la carga actúe en el:

- Punto A: existen tanto tensiones cortantes como normales.

- Punto B: las tensiones cortantes son nulas y únicamente existen tensiones normales. En este punto se tiene un estado triaxial de tensiones.
- Punto C: el sentido de las tensiones cortantes es contrario a la dirección de las tensiones existentes cuando se aplica la carga en el punto A.

Los vehículos transmiten las cargas al firme a través de las ruedas, las cuales se han ido desarrollando de forma considerable a través de los tiempos hasta llegar a su configuración actual, en la que no sólo cumplen la misión de soportar al vehículo sino que transmiten la fuerza del motor y aseguran la dirección y el frenado.

La rueda ha sido uno de los inventos que más cambios ha sufrido desde sus comienzos, pasando desde las primeras de madera maciza (utilizadas en carros de transporte de mercancías) hasta las actuales, que son productos muy avanzados tecnológicamente y que cuentan con unas altas y específicas prestaciones (dependiendo de su uso: transporte de mercancías, viajeros, alta competición, etc.).

Las ruedas actuales se componen básicamente de una llanta (la parte metálica de la rueda) y de una cubierta (la parte que se apoya directamente sobre el pavimento transmitiendo todas las cargas al mismo). Están compuestas por un conjunto solidario de materiales con propiedades muy distintas, por lo que requieren un cuidadoso diseño y una gran precisión a la hora de su confección.

En origen, las ruedas no tenían cubiertas, pero debido al deterioro que sufrían al rodar se les incorporó una pequeña banda de rodadura de material más duro y resistente (por ejemplo, las cubiertas metálicas con las que cuentan las ruedas de madera de los carruajes).

Sin duda uno de los grandes avances que sufrieron las cubiertas fue gracias a Charles Goodyear, que en 1839 descubrió la vulcanización del caucho accidentalmente al volcar un recipiente de azufre en un recipiente que contenía látex. Pronto le encontró aplicación Robert William Thompson, que en 1842 patentó los primeros neumáticos, cubiertas construidas a base de caucho que dotaba de mayor comodidad a las carrozas tiradas por caballos, al absorber parte de las irregularidades del pavimento. En 1888 John Boyd Dunlop incorporó una cámara hinchable al neumático, constituyendo así la rueda para vehículos tal y como se conoce hoy en día.

Actualmente el neumático está integrado por un gran número de materiales, constituyendo un *material compuesto*. Así, entre los materiales más comunes que lo forman cabe citar: en la *carcasa*, tejido de rayón, nylon o poliéster; en la *banda de rodadura* y en los *laterales (flancos)*, caucho natural o caucho sintético, negro de humo y sustancias de vulcanización y protección contra el envejecimiento; en los *talones*, goma dura e hilos de acero; en el *revestimiento interior*, una mezcla de goma a base de butilo (caucho sintético).

Las cubiertas neumáticas existentes se pueden dividir básicamente en dos tipos distintos:

- Los neumáticos *con cámara*, en los que la resistencia viene dada por el conjunto de llanta (parte metálica de la rueda) y cubierta. La estanqueidad la proporciona la cámara, que está dotada de una válvula que permite regular el aire comprimido que se aloja en su interior. En la actualidad están en desuso.
- Los neumáticos *sin cámara* (compuestos únicamente por la llanta, la cubierta y una válvula). Aseguran resistencia y estanqueidad.

Asimismo, según el tipo de carcasa las cubiertas neumáticas se clasifican en dos tipos básicos:

- Cubierta *diagonal*, en la que la disposición de las cuerdas o cables es oblicua, presentando un ángulo que oscila entre 30° y 42° respecto del máximo desarrollo circunferencial de la cubierta.
- Cubierta *radial*, en la que la disposición de las cuerdas o cables es radial de un talón a otro de la cubierta, presentando un ángulo de 90° respecto de la banda circunferencial de la cubierta.

Según el uso al que se destine, el neumático debe tener unas características estructurales diferentes, así como una banda de rodadura distinta, por lo que dependiendo del neumático utilizado variará la forma de la huella producida y, por tanto, la transmisión de los esfuerzos y de las tensiones.

De este modo se pueden clasificar las cubiertas en diferentes tipos:

- Cubiertas *para carretera*. Son capaces de resistir tensiones de tracción constante y las temperaturas elevadas producidas debido a las largas distancias recorridas, así como a las

altas velocidades alcanzadas. Dentro de este tipo de cubiertas se pueden encontrar diversas variantes, siendo destacables las cubiertas de los neumáticos para agua y nieve.

- Cubiertas *lisas*. Específicas para competiciones de alta velocidad, tales como Fórmula 1. Tienen alta resistencia y larga duración, aunque su capacidad para evacuar agua es prácticamente nula.
- Cubiertas *para fuera de carretera*. Presentan unas características especiales que confieren una tracción muy elevada al vehículo, así como una gran resistencia a los impactos. Se emplean, por ejemplo, en maquinaria para las obras públicas.
- Cubiertas *todo terreno*. Son utilizadas en vehículos destinados a trabajos mixtos. Deben reunir una serie de cualidades como conferir una tracción alta al vehículo, resistencia a cortes, adecuada adherencia a la carretera, buena capacidad de amortiguación y buena resistencia para cuando se carga el vehículo.
- Cubiertas *para aplicaciones agrícolas*. Deben conferir una tracción muy elevada al vehículo y cierta flexibilidad.

La forma que tienen los vehículos en circulación de transmitir las cargas al firme, y por tanto al pavimento, es un tanto especial, ya que en los vehículos en movimiento la forma de la huella varía. Además de los esfuerzos verticales producidos por el peso del vehículo, existen una serie de esfuerzos horizontales provocados tanto por el rozamiento como por cambios de trayectoria, curvas, pendientes, variaciones en los esfuerzos verticales debido a la presencia de baches y otros defectos en la capa de rodadura del firme (entre los que se puede incluir también la presencia de agua y la de hielo) que afectan a la suspensión del vehículo y transmiten esfuerzos al pavimento a través de la rueda.

Tanto la magnitud como el sentido de las cargas transmitidas es variable, dependiendo del estado de la capa de rodadura del firme, de la carga del vehículo, del número, tipo y características de sus ruedas, así como del movimiento oscilante de suspensión de éste que se manifiesta en forma de variación de la superficie y de la presión de contacto rueda-pavimento.

Todas las tensiones que soporta el pavimento debido al tránsito de vehículos se pueden dividir en *tensiones perpendiculares* y *tensiones tangenciales*, siendo éstas últimas las soportadas por el pavimento y principalmente por sus capas superiores (capas de rodadura), que son básicamente los primeros 8-10 cm de MBC.

Por ello, la forma práctica con la que se resuelven estos problemas es proyectando capas de rodadura cuya resistencia a las tensiones cortantes sea suficientemente alta para garantizar que no se produzcan rupturas o deformaciones. El funcionamiento correcto del firme depende en gran medida de las propiedades mecánicas de los materiales.

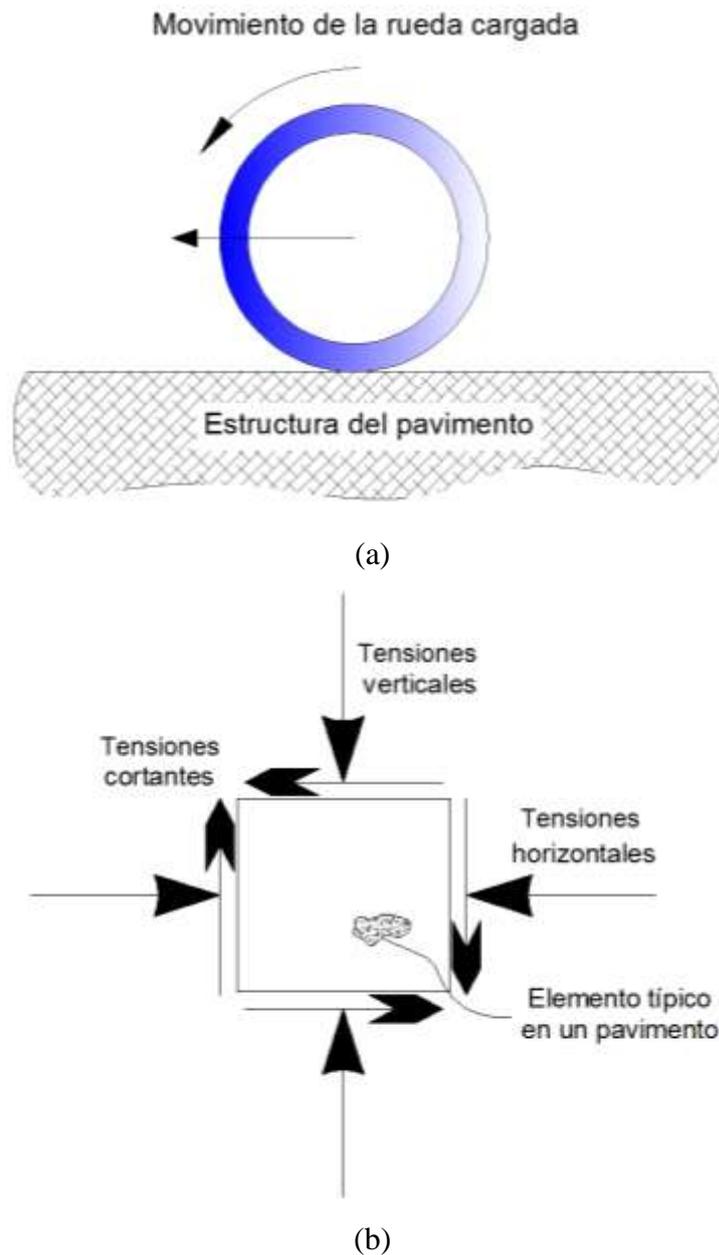


Fig. 2.12. Estado de tensiones en un firme debido al movimiento de una rueda cargada.

(GARNICA, GÓMEZ y SESMA, 2002).

(a) Rueda cargada en movimiento.

(b) Estado de tensiones.

En las Figs. 2.12 y 2.13 se pueden apreciar las tensiones horizontales, verticales y cortantes originadas por las cargas del tráfico respecto del tiempo. Así, en un vehículo en movimiento

con más o menos carga, la transmisión de tensiones de una rueda al pavimento va variando con el tiempo, de modo que al avanzar la rueda mientras se produce un pulso positivo de la tensión vertical se produce otro positivo de la horizontal y dos pulsos de la tensión cortante (uno positivo y otro negativo), describiendo por tanto una onda sinusoidal completa.

Es destacable que coinciden en el tiempo los máximos de tensión vertical y horizontal y éstos a su vez con un valor de tensión cortante nulo, que se corresponde con el punto de cambio de signo de la tensión cortante. Cuando el paso de vehículos es constante, como suele ser habitual, el estado de tensiones descrito se repite secuencialmente.

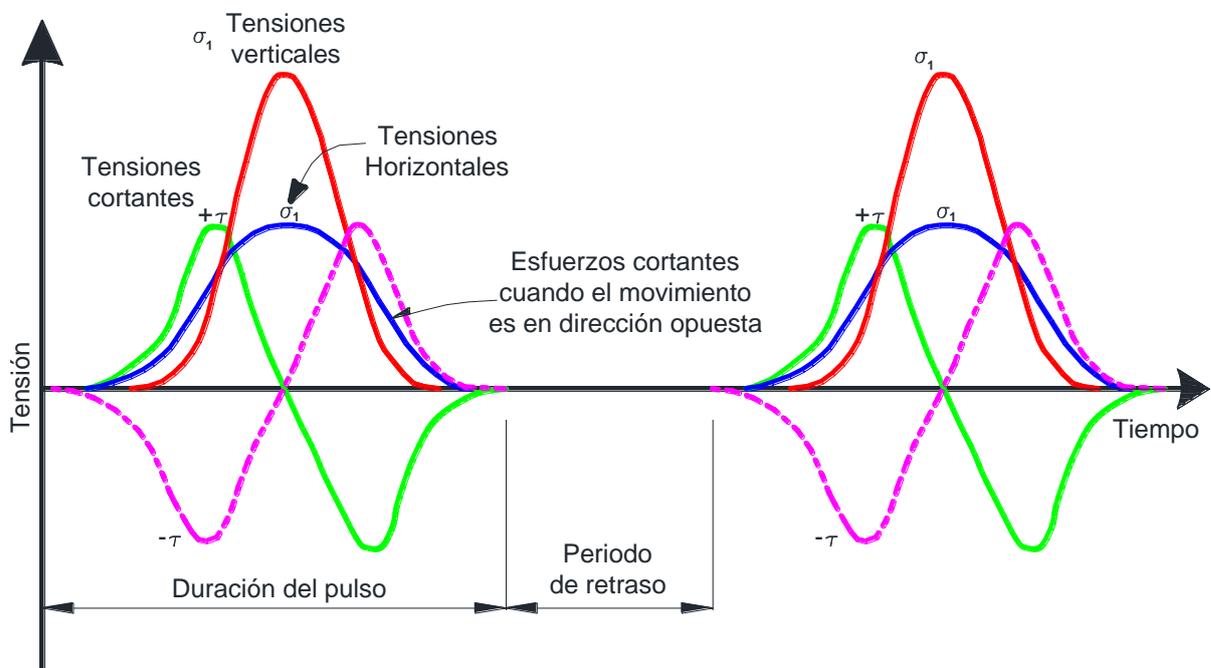


Fig. 2.13. Tensión vs. tiempo en un firme debido al movimiento de una rueda cargada (GARNICA, GÓMEZ y SESMA, 2002).

1.3. Agentes externos

Las agentes externos tienen un impacto significativo, tanto en los materiales que constituyen el firme como en el suelo subyacente. Dentro de los agentes externos que afectan al firme destacan como agentes naturales las variaciones de la temperatura, la acción de las heladas y de la humedad, y como agentes provocados por las labores de mantenimiento de la carretera los tratamientos con fundentes utilizados durante la época de vialidad invernal sobre los pavimentos (TINO *et al.*, 2011).

1.3.1. Variaciones de la temperatura

Debido a la dilatación y contracción que experimenta el firme con los cambios de temperatura, y especialmente a la excesiva contracción que experimenta en las épocas frías, se produce la aparición de grietas transversales (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003).

Las características reológicas de los firmes cambian con la temperatura (Fig. 2.14). De esta forma se pueden distinguir dos comportamientos básicos de las mezclas bituminosas: (i) las que presentan un flujo importante y una deformación excesiva son susceptibles de producir roderas; (ii) las que tienen un comportamiento más rígido son más propensas a la fatiga y al agrietamiento térmico.



Fig. 2.14. Desplazamiento de un firme flexible debido a las altas temperaturas.

La ciencia de la reología tiene cerca de 70 años y fue fundada por dos científicos, Marcus Reiner y Eugene Bingham, a finales de los años 20, con el interés de describir las propiedades del flujo y de la deformación de la materia. El término procede del griego *rheos* que significa fluir. La reología abarca el estudio de todos los materiales, desde gases a sólidos. Sin embargo, esta ciencia no se ha aplicado al diseño de los firmes desde siempre. Los sistemas de diseño más antiguos no tenían en cuenta los efectos de la temperatura, simplemente se utilizaban reglas de tipo empírico. Su uso no se extendió hasta el desarrollo de los modernos sistemas de análisis de materiales, en los que sí se tienen en consideración las variaciones de temperatura.

Con respecto al comportamiento reológico de las mezclas bituminosas, se debe tener en cuenta que para comparar diversas capas de firme no hay que emplear siempre una temperatura común de referencia. Además, para caracterizar completamente una capa de firme se deben examinar sus características reológicas a las diversas temperaturas a las que se va a ver sometida durante toda su vida. El estudio de la reología de los materiales bituminosos demuestra que su comportamiento es viscoelástico, función del estado tensional, del tiempo de aplicación de las cargas y de la temperatura.

Mientras que las capas de firme formadas por materiales granulares responden a las cargas de una forma cuasi-lineal de acuerdo al nivel tensional aplicado, a su densidad y su humedad, el comportamiento de las capas de firme construidas con materiales bituminosos en general no es lineal y depende en gran medida de las características del material de la capa subyacente, por lo que se han desarrollado diversos modelos teóricos de comportamiento de tipo elástico no lineal (BOYCE, 1980).

1.3.2. Acción del hielo

La acción del hielo puede ser muy perjudicial en los firmes. Existen dos mecanismos totalmente diferentes, pero relacionados entre sí, del daño producido por el hielo (TABOR, 1930):

- *Rotura por congelación.* El agua al congelarse aumenta su volumen, por lo que al producirse la congelación del agua acumulada en las capas sobre las que se apoya la mezcla bituminosa se produce un movimiento ascendente de las mismas (favorecido más aún por la formación de pequeños macizos de hielo), desencadenando la rotura de las capas de mezcla bituminosa (Fig. 2.15). Este fenómeno suele ocurrir en suelos que contienen partículas finas, siendo el grado de sensibilidad a la helada función principalmente del porcentaje de las mismas existente en las capas subyacentes.
- *Debilitamiento por deshielo.* Consiste en un debilitamiento del subsuelo (saturado de agua) como consecuencia del deshielo del agua que contiene, por lo que durante los periodos del deshielo puede producirse el caso de que algunas cargas que no dañarían normalmente un firme puedan ser muy perjudiciales.

En la Fig. 2.16 se puede apreciar la variación estacional de la deflexiones (desplazamiento vertical que sufre la superficie del firme al verse solicitado en un punto de apoyo por una

determinada carga), de tal forma que se confirma que durante el invierno y el comienzo de la primavera el firme sufre en primer lugar una mejora de su comportamiento mecánico debido a la congelación, seguido de un posterior debilitamiento durante la época de deshielo que es recuperado una vez pasados los efectos de la época invernal.



Fig. 2.15. Daños producidos por ciclos hielo-deshielo.

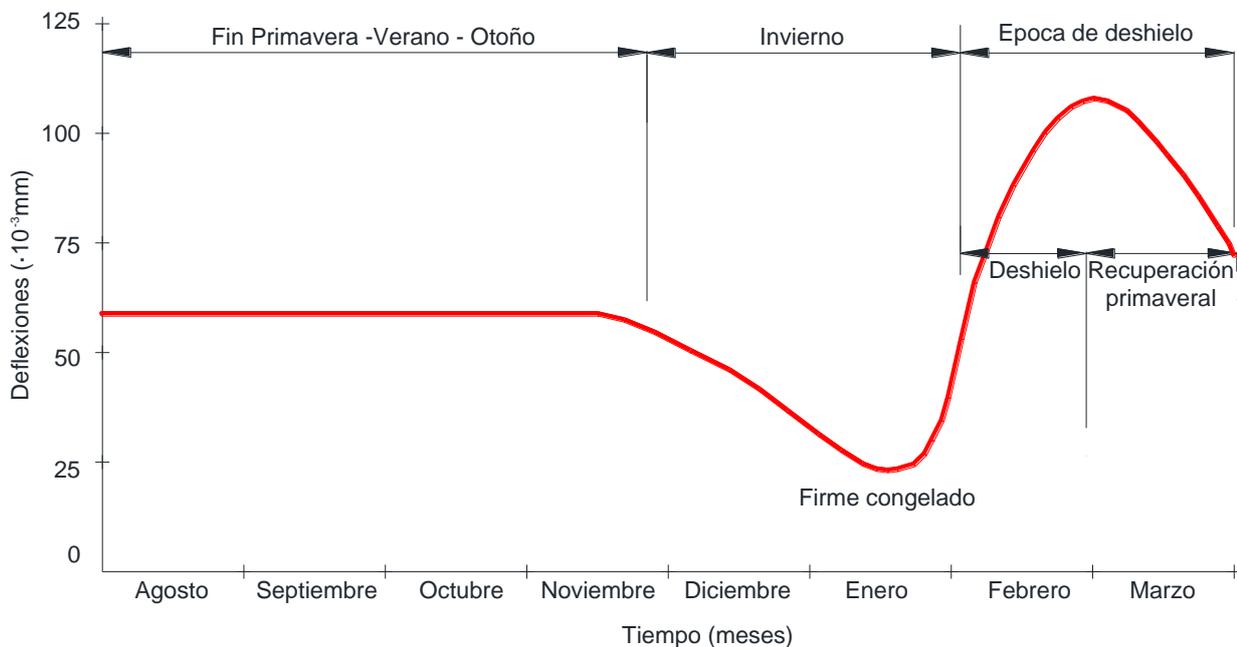


Fig. 2.16. Cambios estacionales de las deflexiones del firme (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003).

1.3.3. Acción de la humedad

La humedad afecta a los firmes de numerosas formas. Así, existen suelos altamente expansivos, por lo que al diseñar el firme se debe tener en cuenta este aspecto. También a la hora de la construcción es importante, ya que los suelos tienen un contenido óptimo de agua o de humedad con el que se mejora su compactación, obteniéndose las mayores densidades.

En la fase de explotación también es muy importante la humedad, pues un exceso de agua en el firme produce fenómenos de *aquaplaning* y el consiguiente riesgo para la seguridad vial. Las fuentes de humedad típicas son el agua de lluvia y el agua subterránea. El agua que aportan estas fuentes se elimina por medio del drenaje superficial y del drenaje profundo, así como de la selección de una rugosidad adecuada del pavimento que permita la evacuación del agua, de forma que se evite su interposición en la interfase neumático-pavimento.

1.3.4. Tareas de mantenimiento de la vialidad invernal

Tanto el agua (utilizada en tratamientos de mantenimiento para la limpieza del pavimento) como los fundentes para deshielo (bien en estado sólido bien en disolución en salmuera) afectan negativamente al comportamiento de las MBC. Por ello es importante diseñar el firme de modo que sea resistente a los citados agentes, además de emplearlos adecuadamente, ya que si se aplican en exceso acortan innecesariamente su vida útil (TINO *et al.*, 2011).

2. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de los firmes constituye la aplicación práctica de la *mecánica de firmes*. Su objetivo es la definición de los tipos de materiales y cálculo de los espesores de las capas que los constituyen, siendo ambos aspectos los que determinan sus características estructurales. El diseño estructural persigue una optimización de la resistencia de la sección estructural con un coste global mínimo, que incluya los costes de construcción, conservación y rehabilitación, en el período de proyecto.

Hay diferentes formas de realizar este diseño estructural, dependiendo fundamentalmente del tipo de firme a utilizar. Así, si no están agrietados, los firmes flexibles pueden considerarse indefinidos en el plano horizontal, lo que supone un reparto más o menos gradual de las

tensiones provocadas por el tráfico. Por otro lado, los firmes rígidos suelen estar formados por losas, que trabajan a flexotracción y absorben la práctica totalidad de las tensiones.

Los cálculos se basan principalmente en las tensiones de la carga del tráfico y en otras tensiones relacionadas con el ambiente (como por ejemplo la temperatura) con las que se diseñan las capas de firme necesarias.

Hoy en día existen básicamente dos tipos de método de diseño estructural de firmes flexibles: los empíricos, entre los que destacan el método desarrollado por la *Guide for Design of Pavement Structures* (AASHTO, 1993), en la guía para el diseño de estructuras de firmes; y los analíticos, entre los que destacan el método desarrollado en la *Guide for mechanical-empirical design* (AASHTO, 2002) y el desarrollado en la *Pavement Guide Interactive* por el *Washington State Department of Transportation's Pavement*, WSDOT (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003).

2.1. Métodos empíricos

Los métodos empíricos se basan en resultados obtenidos en múltiples ensayos, para correlacionar factores de diseño (periodo de proyecto, tráfico, capacidad de soporte de la explanada, clima, características de los materiales que componen las capas de firme, condicionantes constructivos, etc.), con el funcionamiento del firme en tramos de carreteras.

2.1.1. Método de la AASHTO

La aproximación más utilizada para interpretar el comportamiento de las capas del firme es el análisis de tensiones y deformaciones teóricas. La guía AASHTO (1993) para el diseño de las estructuras de firmes desarrolla uno de los métodos empíricos más conocidos, que se basa en el ensayo de la AASHO realizado entre 1958 y 1961 (AASHO, 1961) y los posteriores trabajos de investigación y calibración que se prolongaron hasta la fecha de publicación de la guía.

Se fundamentan en el cálculo del número estructural del firme o *Structural Number (SN)* función de los espesores y de la calidad de los materiales con que cada capa será construida, un número empírico que representa la capacidad estructural del conjunto del firme. Además se utilizan diversos parámetros, entre los que destacan:

- La capacidad de soporte, para lo que se calcula el módulo de resiliencia de la explanada y de las capas granulares del firme (M_R) por medio de correlaciones con la capacidad portante de los materiales de cada capa medida con el ensayo *California Bearing Ratio (CBR)* que mide la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo.
- El índice de capacidad de servicio o *Present Servidability Index (PSI)*.

$$PSI = 5.03 - 1.91 \cdot \log(1 + SV) - 1.38 \cdot RD^2 - 0.01 \cdot (C + P) \cdot 0.5 \quad (2.11)$$

- El tráfico soportado en el carril y periodo de diseño (representado por el número de ejes equivalentes W_{18}).
- El error de predicción o desviación estándar (S_0), función de las posibles variaciones en las estimaciones del tráfico, tanto cargas como volúmenes, y del comportamiento del pavimento a lo largo de su vida de diseño.
- La confiabilidad del diseño (R) o grado de certidumbre de que las cargas de diseño no serán superadas por las cargas reales durante la vida de diseño, para lo que se seleccionará el factor de diseño deseado (FR), expresado por medio de su curva de Gauss o de distribución normal (Z_R).

La variación del PSI (ΔPSI) se calcula como la diferencia entre el índice inicial (PSI_0) que tiene el firme y el que se estima que va a tener al final de su periodo de diseño (PSI_F), siendo por tanto una predicción de la *clasificación de la capacidad de servicio o Present Servidability Rating (PSR)* del firme proyectado.

$$\Delta PSI = PSI_0 - PSI_F \quad (2.12)$$

El PSI depende de la varianza de la desviación de la pendiente longitudinal del firme respecto de la hipotética si no se hubieran producido deformaciones: mide la influencia de las deformaciones longitudinales (SV) que se producen en el firme, del promedio aritmético de las deformaciones transversales o ahuellamiento transversal (RD), de la superficie de firme ocupada por fisuras respecto al total de la superficie C y de la superficie de firme reparada respecto a la total P (Fig. 2.17).

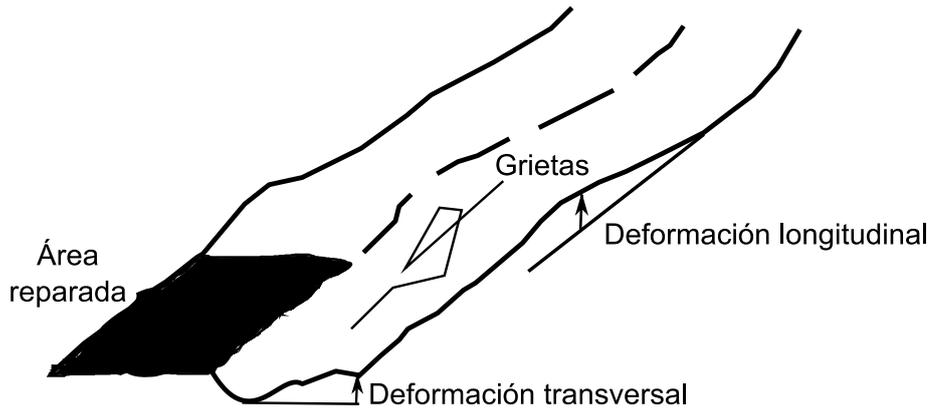


Fig. 2.17. Parámetros físicos del estado del firme.

De esta forma, la ecuación de diseño de firme de la AASHTO (1993), toma la siguiente forma para firmes flexibles:

$$\log(W_{18}) = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \cdot \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log(M_R) - 8.07 \quad (2.13)$$

De esta ecuación, por métodos iterativos, se obtiene el parámetro adimensional SN que expresa la resistencia estructural del firme en función de las condiciones de la explanada, las cargas soportadas (ejes equivalentes), la capacidad de servicio del firme, y las condiciones climatológicas (humedad y temperatura) y que se utiliza para calcular los espesores de las capas del firme (rodadura e_r , base e_b y subbase e_s) mediante los coeficientes estructurales de las capas de rodadura a_r , base a_b y subbase a_s (estos coeficientes, que expresan la capacidad de un material para formar parte de un firme determinado, se determinan de forma empírica mediante ensayos de correlación entre SN y los valores de los parámetros de cada capa).

$$SN = a_r \cdot e_r + a_b \cdot e_b + a_s \cdot e_s \quad (2.14)$$

2.1.2. Otros métodos

Existen catálogos de secciones estructurales desarrollados por algunos países (como Francia, Alemania y España) en los que se recogen soluciones propuestas para el diseño del firme en función a una serie de datos de partida (tráfico, tipo de explanada, materiales, etc.).

También se puede destacar el método del *Transport and Road Research Laboratory* de Reino Unido, TRRL (POWELL *et al.*, 1984), el de Shell (SHELL, 1978; 1985) y el del Instituto americano del asfalto (ASPHALT INSTITUTE, 1991).

La correlación de los métodos empíricos se realiza con carreteras en servicio, tramos experimentales o pistas de ensayo. Los ensayos consisten en hacer circular de forma continua vehículos o carretones con una carga determinada sobre diversas secciones de firme de carretera y analizar tanto su respuesta ante las cargas, como la aparición y evolución de deterioros.

En cuanto a tramos experimentales destaca el ensayo de la AASHO (cuya pista se muestra en la Fig. 2.18), realizado con vehículos pesados de carga controlada y cuyas conclusiones han servido para la mejora de los métodos de dimensionamiento de firmes (AASHO, 1961).

Por lo que se refiere a los estudios de carreteras en servicio, es necesario destacar el realizado en el Reino Unido en los años 50, así como el realizado en España durante la década de los 60. En éste se emularon los estudios de tramos experimentales estadounidenses mediante un proyecto desarrollado entre los kilómetros 11 y 18 de la carretera N-II por el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo en colaboración con la Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales del Ministerio de Obras Públicas. Dicho ensayo fue un fracaso, por lo que se decidió no darle continuidad.



Fig. 2.18. Pista de ensayo de la AASHO. 1956-1962.

Posteriormente la escuela continental europea se decantó por la construcción y el desarrollo de pistas de ensayo a escala real, entre las que destacan la pista de ensayo circular francesa situada en Nantes perteneciente al *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* LCPC (Fig. 2.19) y la pista española perteneciente al Centro de Estudios de Carreteras CEDEX (Fig. 2.20), ambas en servicio actualmente.



Fig. 2.19. Pista de ensayos circular de LCPC.

Es de reseñar que también se construyeron a mediados del siglo pasado pistas de ensayo en los países del este de Europa, siendo una de las más conocidas la pista construida en Bratislava por el instituto de investigaciones de ingeniería civil de la antigua Checoslovaquia, con forma circular al igual que la pista francesa (KUCERA, 1967).



Fig. 2.20. Pista de ensayos del CEDEX.

2.2. Métodos mecanicistas

Se basan directamente en el cálculo de tensiones, deformaciones y desplazamientos producidos por la acción de las cargas del tráfico y por las variaciones climáticas. Estos métodos son capaces de relacionar el cálculo tensional, basado en las propiedades de los materiales determinadas en laboratorio, con el comportamiento de los firmes durante su vida en servicio.

- **Modelo de respuesta.** La mecánica es la ciencia del movimiento como consecuencia de la acción de las fuerzas. De esta forma, un acercamiento mecanicista al diseño de firmes intenta explicar los fenómenos que ocurren atendiendo a causas físicas. Estos fenómenos son las tensiones y las deformaciones dentro del firme, y las causas físicas por las que suceden son las cargas y las características del material que constituyen el firme. La relación entre estos fenómenos y sus causas físicas se establece con la ayuda de modelos matemáticos, siendo el más común el elástico. Existen diferentes modelos de respuesta: modelos probabilistas basados en la teoría de viabilidad de sistemas, modelos de regresión

a partir de análisis de mediciones realizadas en ensayos a escala real, y modelos mecanicistas basados en una modelización mecánica de la estructura y de las cargas (son los más utilizados).

- Modelo de comportamiento. Se utilizan elementos empíricos para definir qué valores de las tensiones, deformaciones o desplazamientos dan lugar a fallos del firme. La relación entre los fenómenos que se producen en el firme y las causas físicas que los provocan se describe por medio de ecuaciones empíricas que tienen en cuenta el número de ciclos de carga que se producen. Los modelos más utilizados son los basados en las *leyes de fatiga*, aunque a veces se utilizan otros basados en deformaciones plásticas, en la evolución de las deflexiones (desplazamiento vertical que sufre la superficie del firme al verse solicitado en un punto de apoyo por una determinada carga), etc.

Para firmes flexibles se desarrolló a mediados del siglo XX la teoría multicapa (BURMISTER, 1945; PEUTZ, VAN KEMPEN y JONES, 1968) que se basa en el análisis de tensiones, deformaciones y deflexiones. En lo que se refiere al diseño de firmes de hormigón también se han desarrollado diversas teorías, destacando las de WESTERGAARD (1926; 1927) y BRADBURY (1938).

Los Estados Unidos han dado desde 1987 un fuerte impulso al desarrollo del dimensionamiento analítico y racional mediante el programa SHRP (KENNEDY *et al.*, 1994) cuyos resultados se han reflejado en lo que actualmente se conoce como *Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave)*.

Hay que reseñar el gran esfuerzo realizado por la AASHTO, que ha publicado su *Guide for mechanical-empirical design* (AASHTO, 2002) en la que se desarrolla un método que se denomina mecánico-empírico. Pese a su denominación, se puede considerar analítico, ya que evalúa el diseño estructural del firme nuevo o a rehabilitar mediante el estudio de las causas físicas (tráfico, materiales y medio ambiente) que originan los esfuerzos y las deformaciones a las que se encuentra o se va a encontrar sometido el firme. En este método, además de conocer las características de cada capa de firme (módulo de resiliencia, M_R y coeficiente de Poisson, ν) se tiene en cuenta su evolución con el tiempo mediante el estudio de la variación de la temperatura y de la humedad, para lo que se utiliza el modelo climático integrado mejorado o *Enhanced Integrated Climate Model (EICM)*.

Por último, es necesario indicar las ventajas que tienen los métodos de diseño mecanicistas frente a los exclusivamente empíricos (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003):

- Se pueden utilizar tanto para la rehabilitación del firme existente como para nueva construcción.
- Utilizan distintos tipos de cargas, ya que éstas son variables.
- Se pueden caracterizar mejor los materiales, lo que permite:
 - Una utilización más adecuada de los materiales disponibles.
 - Comodidad en la construcción con nuevos materiales.
 - Definición más completa de las características de cada capa del firme.
- Utilizan las características materiales, que se relacionan mejor con el funcionamiento real del firme.
- Proporcionan predicciones más precisas del funcionamiento del firme.
- Definen más correctamente los métodos de construcción.
- Tienen en cuenta los efectos ambientales y el envejecimiento de los materiales.

2.2.1. Modelos de respuesta

Se utilizan para modelizar matemáticamente la respuesta del firme. Hoy en día existen diversos tipos, destacando los elásticos en 2D y los realizados en 3D con el método de los elementos finitos (MEF).

(i) Modelo elástico 2D por capas

Un modelo elástico por capas tiene en cuenta las tensiones y los desplazamientos en cualquier momento en cada capa del firme como resultado de la acción de cargas superficiales. Los modelos elásticos en 2D asumen que cada capa estructural del firme es homogénea, isótropa y tiene un comportamiento elástico lineal, es decir, su deformación es igual en todo el material y volverá a su geometría original una vez que cese la carga. El origen de la teoría elástica en 2D es debida a BOUSSINESQ (1885) y aún sus fórmulas siguen siendo ampliamente utilizadas en mecánica del suelo.

(ii) Modelo elástico 3D basado en el MEF

El MEF es una técnica de análisis numérico que permite obtener soluciones aproximadas para una variedad amplia de problemas en la ingeniería. Aunque está concebido originalmente para estudiar tensiones en las estructuras, se ha ampliado su uso y se ha aplicado en diversos campos de la mecánica de medios continuos.

El firme es un complejo material multifase cuyo comportamiento mecánico se conoce solamente de forma aproximada debido a las complejas interacciones existentes, tanto entre las distintas capas que lo componen como entre los elementos constituyentes de cada una de ellas. Sin embargo, con el MEF, se puede dividir un volumen continuo (como el de un firme) en pequeñas porciones discretas y obtener así una solución numérica aproximada para cada porción individual, lo que proporcionará una solución para el volumen total del firme. Hasta hace pocos años era impensable afrontar estos cálculos, ya que son muy laboriosos y requieren un gran número de horas, pero hoy en día, gracias al avance de la informática y al aumento de la velocidad de cálculo de sus procesadores se pueden afrontar sin ningún problema.

En el análisis mediante el MEF de un revestimiento de firme flexible la región de interés (el firme y su base de apoyo) se divide en un número discreto de elementos a partir de la zona en la que las ruedas transmiten las cargas. Se tienen así situadas las cargas justo encima de la región a analizar. Los elementos finitos se extienden horizontalmente y verticalmente desde la rueda para incluir todas las zonas de interés dentro de la zona de influencia de la rueda.

Desde los años 80 se vienen utilizando diversos programas de elementos finitos en 3D para ingeniería estructural, como por ejemplo EverFlex (WU, 2001). Todos estos programas tienen la capacidad de analizar diferentes modelos de aplicación de las cargas, incluyendo las de tipo estático, las dinámicas en régimen permanente, las producidas por impacto y las móviles.

Los resultados que se obtienen con el MEF son similares a los que se obtienen por medio de modelos elásticos bidimensionales, pero además MEF permiten realizar representaciones gráficas muy detalladas de los resultados.

2.2.2. Modelos de comportamiento: criterios de fallo

Los datos empíricos utilizados en estos modelos son principalmente las leyes de comportamiento obtenidas en el cálculo del número máximo de ciclos de carga que soporta el firme antes del fallo. Estas leyes se obtienen analizando el funcionamiento del firme y relacionando el tipo y grado de fallo observado con las tensiones producidas por una o varias cargas. Actualmente, existen tres tipos de criterios de fallo de utilización habitual: el *criterio de fallo por fatiga* (producción de *grietas por fatiga*), el *criterio de fallo por deformación plástica permanente* (que suele desembocar en la formación de *roderas*) y el *criterio de fallo por pérdida de la capacidad estructural* (evaluada por medio de las medida de las deflexiones, es decir, de los desplazamientos de la superficie en el punto de apoyo de la carga).

Es necesario tener en cuenta que estos criterios de fallo empíricos deben adecuarse a las condiciones locales de utilización, no siendo generalizables a escala universal, sino que es necesario particularizarlos para casos concretos.

(i) Criterio de fallo por fatiga (*grietas por fatiga*)

Habitualmente los fenómenos de fatiga se han relacionado con el continuo paso de vehículos pesados, principalmente por ser éstos los que transmiten al firme cargas más elevadas. El fallo por fatiga se ha asociado siempre a un número elevado de repeticiones de carga, pero no hay que olvidar que también influye el plazo transcurrido desde la puesta en servicio y el envejecimiento del ligante, así como el resto de condiciones de contorno a los que está sometido el firme durante su vida en servicio.

La fisuración por fatiga se puede mostrar como un agrietamiento o un cuarteo del firme, que puede verse incrementado por el despegue entre capas de mezcla bituminosa. El despegue puede deberse a una incorrecta aplicación de los riegos, a una mala selección de la dotación o a una mala selección del tipo de riego que hace que el firme no presente las características mecánicas suficientes para el tráfico que soporta. Estas fisuras pueden aparecer a todo lo largo y ancho de la calzada, tal y como se puede apreciar en las Figs. 2.21 y 2.22.

Las filtraciones de agua aceleran la *desenvuelta* de los áridos, provocando el ensanchamiento de las fisuras y agravando el debilitamiento y desprendimiento de los materiales. La fisuración

por fatiga habitualmente está acompañada por efectos secundarios ligados a la degradación progresiva de las capas de mezcla y de las capas subyacentes, llegando incluso a la explanada. Cuando el drenaje de la calzada es defectuoso (en especial en zonas frías) la acción hielo/deshielo acentúa los efectos negativos en el firme, produciendo despegues e hinchamientos entre capas y desembocando finalmente en fisuración por fatiga.



Fig. 2.21. Firme cuarteado en malla gruesa



Fig. 2.22. Firme cuarteado en malla fina (piel de cocodrilo).

Se han desarrollado muchos criterios para estimar para un determinado nivel de carga el número máximo de ciclos de carga que soporta un firme (N) antes de que se produzca su fallo por fatiga (N_f). La mayor parte de estos criterios utilizan la deformación horizontal permanente (ε) en el fondo de la capa de firme de MBC y su módulo elástico (M_E).

Las grietas por fatiga se propagan normalmente de abajo a arriba. Sin embargo, a finales de los años 90 se empezó a considerar un segundo modo de iniciación y propagación: el agrietamiento desde arriba hacia abajo. Hay tres teorías básicas sobre la causa de la propagación de las grietas de esta manera (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003) aunque probablemente la causa real es una combinación de las tres:

- Grandes deformaciones horizontales superficiales, que se producen debido al paso de neumáticos (neumáticos anchos y altas presiones de hinchado pueden ser sus causas principales).
- Envejecimiento de los materiales que integran las capas del firme, dando como resultado altas deformaciones de origen térmico (causa de las grietas transversales observadas).
- Baja rigidez de la capa superior del firme, a causa de las altas temperaturas superficiales.

Al aplicar los criterios de fallo por fatiga a los diversos materiales que integran las capas del firme se obtienen las correspondientes *leyes de fatiga* de cada material.

La comparación del valor admisible del número de aplicaciones de la carga tipo con el tráfico esperado requiere establecer la equivalencia entre el espectro *real* de cargas que constituye dicho tráfico y el número virtual de aplicaciones de dicha carga tipo que produciría el mismo daño en el firme.

Según lo que se deduce de los ensayos de la AASHO (AASHO, 1961) un eje simple de peso L_i equivale a un número de ejes simples de peso L_0 dado por la expresión:

$$\left(\frac{L_i}{L_0} \right)^\alpha \quad (2.15)$$

donde α depende del tipo de firme, siendo en general tanto mayor cuanto más rígido sea éste. Así, el ensayo de la AASHO para firmes flexibles α toma un valor de 4, mientras que para

firmes semirrígidos toma un valor de 8 y para rígidos uno de 12. De la misma forma, la carga de un eje tándem de peso Q_j equivale a un número de ejes simples de carga L_0 dado por la siguiente expresión:

$$\beta \left(\frac{Q_j}{2P_0} \right)^\alpha \quad (2.16)$$

considerándose un valor de 2.5 para β en firmes rígidos y de 1.4 para el resto de firmes.

Según la AASHTO (2002), para una MBC el daño total por fatiga D ocasionado por un conjunto de cargas aplicadas n_i veces cada una de ellas es:

$$D = \sum f_i n_i = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (2.17)$$

siendo $f_i = 1 / N_i$ el grado de fatiga producido por una única aplicación de una carga.

Esta ecuación es la *Ley de Miner*, en la que se considera que la suma de las porciones de daño producidas por cada bloque de carga (con amplitud constante) es el daño total D en el final del período de diseño. Esta ley tiene una serie de inconvenientes de tipo conceptual en su aplicación, ya que considera la conmutatividad del daño producido por cada carga y no contempla la existencia de umbrales en la propagación en fatiga. También debe tenerse en cuenta que no se refleja en la *Ley de Miner* la influencia de la tensión media, apareciendo sólo la amplitud de la oscilación (ELICES, 1998); y en algunos materiales la vida depende además del nivel de carga alrededor del cual oscila la tensión (la vida suele ser más corta cuanto más alto sea el nivel medio de tensión).

(ii) *Criterio de fallo por deformación plástica permanente (roderas)*

Las MBC son materiales que se pueden considerar elástico-lineales a temperaturas bajas y frecuencias de carga altas, pero muestran propiedades viscoplásticas a temperaturas elevadas (GARNICA, GÓMEZ y SESMA, 2002). Debido a este comportamiento, el espectro de cargas repetidas producidas por el tráfico genera deformaciones permanentes en las capas de MBC,

especialmente durante el periodo de verano. A esta deformación permanente provocada por las cargas del tráfico en un firme es a lo que se denomina comúnmente *roderas*.

Dependiendo de la magnitud de las cargas y de las características mecánicas de las capas que constituyen el firme, la deformación permanente puede darse en el subsuelo, en la base, o en las capas superiores de la MBC con el fin de evitar la formación de roderas es necesario estudiar el comportamiento de cada una de las capas que componen el firme para conocer las contribuciones relativas de las mismas a la deformación permanente total. De este modo, en capas constituidas por MBC las deformaciones permanentes dependen tanto de la composición de la propia MBC como del tipo de ligante bituminoso utilizado, de la forma y tamaño de las partículas, de la calidad de los áridos y de la calidad de los aditivos.

La temperatura del firme durante su fase de explotación, especialmente la de las capas construidas con MBC, afecta también de forma decisiva a la deformación permanente. No sólo es importante tener presente en su diseño la temperatura máxima, sino que también lo son tanto los gradientes de temperatura como la temperatura mínima a la que va a estar la mezcla, para evitar someter a los materiales a temperaturas fuera de su rango de trabajo teórico, especialmente a los ligantes tipo betún, que tienen rangos de temperatura de trabajo muy definidos y son muy sensibles a los cambios. Por tanto es necesario tener en cuenta la conductividad térmica de la mezcla para ver el grado de afección de la temperatura a la deformación permanente.

Otros factores que afectan a la deformación permanente de las MBC son:

- El ancho de los carriles de circulación. Cuanto más estrechos, menores dispersiones en el trazado de la circulación de los vehículos, por lo que hay más concentración de cargas en cada punto, favoreciendo de este modo la deformación plástica permanente. Como es obvio, si existen roderas, al circular los vehículos por ellas la deformación se ve favorecida por su profundidad.
- La velocidad de circulación. Cuanto más baja, menor frecuencia de aplicación de las cargas existe y por lo tanto se favorece la aparición de deformaciones permanentes.

Existen dos tipos de roderas: roderas por fallos en las capas inferiores del firme (no constituidas por mezclas bituminosas, Fig. 2.23) y roderas por fallos en las capas superiores del firme (constituidas por mezclas bituminosas, Fig. 2.24).

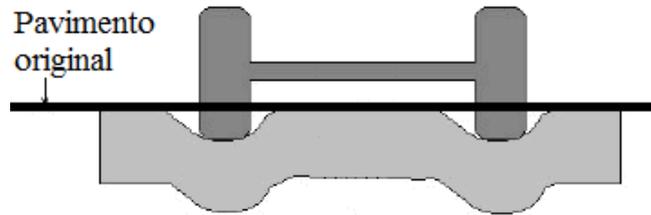


Fig. 2.23. Roderas por fallos en las capas inferiores del firme

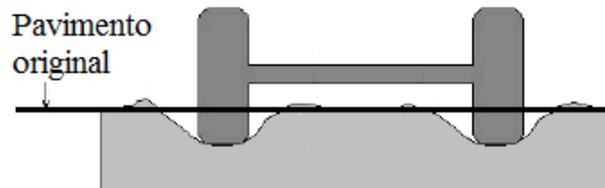


Fig. 2.24. Roderas por fallos en las capas superiores del firme

La evolución de las deformaciones permanentes se puede dividir en tres fases bien diferenciadas:

- Una primera fase de consolidación de los materiales.
- Una segunda fase donde las deformaciones permanentes van decreciendo progresivamente hasta hacerse prácticamente constantes.
- Una tercera fase donde las deformaciones permanentes se aceleran notablemente indicando el fin de la vida útil del firme.

Las capas responsables de la deformación plástica se pueden identificar fácilmente mediante un análisis de la forma del perfil superficial del firme, midiéndolo de forma transversal a la calzada, lo que es mucho más fácil y económico que realizar catas o zanjas para evaluar cada una de las capas que lo componen.

Los lugares donde normalmente se producen las roderas son aquellos que cuentan con más tráfico pesado, lo que suele coincidir con el carril lento en tramos de pendiente. Además, un

gran tiempo de exposición a elevadas temperaturas contribuye de forma decisiva a la formación de roderas, por lo que éstas suelen producirse (o evolucionar) en mayor medida en verano.

(iii) *Criterio de fallo por pérdida de la capacidad estructural*

La capacidad estructural del firme de una carretera no se puede medir directamente, pero puede calcularse a partir de la información que aporta el cuenco de la deformación generada por la aplicación de una carga sobre el firme. Por tanto se puede decir que una de las maneras de establecer la capacidad portante de un firme viene determinada por la deformación vertical que sufre al verse solicitado por una determinada carga. Esta deformación se denomina flecha (por analogía con la deformada de una viga bajo una carga aplicada) o deflexión. Por tanto, el valor de la deflexión marcará la capacidad del firme en cuanto a su resistencia a la deformación producida por las cargas.

La medida de las deflexiones tiene como objetivos esenciales, según la Acción COST 325 (1997) desarrollada por la Unión Europea:

- Investigación de necesidades de rehabilitación.
- Obtención de módulos de rigidez de las diferentes capas del pavimento.
- Cálculo de la vida residual de un pavimento.
- Evaluación de la capacidad estructural.
- Auscultación *in situ* de la resistencia de tramos de una red de carreteras.
- Establecimiento de prioridades para la rehabilitación de carreteras.
- Auscultación de la resistencia de cada capa durante la construcción.
- Planificación de la conservación estructural.

La deflexión es función directa de los distintos módulos elásticos de los componentes del firme (no se comporta igual una viga de hormigón armado que una de acero), por lo que no son comparables las deflexiones de firmes flexibles con las deflexiones de firmes rígidos. La obtención del valor de una deflexión es función de diversas condiciones, como por ejemplo las características de la carga aplicada, la temperatura del pavimento bituminoso y la humedad de la explanada.

Desde los años 40 se han desarrollado diversos criterios de fallo basados en las deflexiones. De entre ellos pueden destacarse el criterio de la *Highway Research Board* (AASHO, 1961) y el criterio de la *Roads and Transportation Association of Canada* (RTAC, 1977). El criterio de fallo utilizado en el diseño del firme es muy importante, ya que con él se determina el espesor a utilizar para un nivel de tráfico dado. Es necesario tener en cuenta que en la realidad unos criterios de fallo prevalecen sobre otros, dependiendo de una serie de variables como el nivel del tráfico, el grosor de la capa, etc.

Por lo que respecta a la normativa española, la instrucción 6.3 IC (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a) relaciona la capacidad estructural de un firme con unos valores límite de deflexión que caracterizan su agotamiento estructural para las distintas categorías de tráfico soportado, según la naturaleza de dicho firme (flexible, semiflexible o semirígido).

De este modo se fijan unos umbrales del valor puntual de la deflexión patrón para los que se considera que el agotamiento estructural afecta a la explanada (lo que conlleva una actuación de rehabilitación sobre la misma) y unos umbrales del valor puntual de la deflexión patrón para los que se considera que dicho agotamiento estructural implica que el firme tiene una vida residual insuficiente, y por tanto es necesario actuar sobre él de forma preventiva, sustituyéndolo (fresado y reposición) y extendiendo una nueva capa de firme si fuese necesario, lo que dependerá del valor de la deflexión obtenida en cada punto.

Además, la norma marca un sistema de medición de deflexiones para evitar dispersiones por la utilización de distintos procedimientos que podrían llevar a interpretaciones erróneas. Fija como deflexión patrón normalizada la obtenida con la viga Benkelman según el método de recuperación elástica del firme (medida de la recuperación elástica de la superficie del firme al retirarse un par de ruedas gemelas de un eje tipo simple): NLT-356. *Medida de las deflexiones de un firme mediante el ensayo con viga Benkelman* (CEDEX, 1992-2000). La viga Benkelman es un deflectómetro estático simple que permite leer la deformación del firme al aplicar carga sobre el extremo de la misma.

3. DISEÑO DE LA MEZCLA

Mediante la dosificación adecuada de los distintos componentes de la MBC se intentan alcanzar las mejores características en el producto final colocado en obra (ROBERTS *et al.*, 1996):

(i) *Resistencia a la fatiga*

Las MBC, sometidas a las cargas repetidas del tráfico, deben permanecer sin grietas durante un cierto plazo de tiempo. Este agrietamiento por fatiga de las MBC se relaciona con la composición y la rigidez de las capas del firme. El contenido óptimo de ligante o de betún se determina con el diseño de la mezcla, y debe ser el suficiente para prevenir un agrietamiento excesivo por fatiga. Por último, es necesario tener en cuenta que la resistencia a fatiga de la mezcla depende de la relación entre el espesor de la capa y las cargas aplicadas.

(ii) *Resistencia a la deformación (estabilidad)*

Las MBC no deben deformarse formando roderas bajo las cargas del tráfico. Esta deformación (producto de la falta de rozamiento interno en la mezcla) se encuentra relacionada con:

- Esqueleto mineral inadecuado:
 - Características de la superficie de los áridos. Las partículas redondeadas tienden a deslizarse unas sobre otras por efecto de las cargas a que están sometidas las MBC que como consecuencia se deforman. Las partículas angulares en la mezcla evitan estas deformaciones, ya que aumentan el rozamiento interno entre ellas. También crece el rozamiento interno del esqueleto mineral si las partículas son superficialmente ásperas y si la proporción de huecos es menor (las MBC presentan una mayor densidad), por lo que la compactación es un factor muy importante. Si los áridos son demasiado blandos se pueden producir distorsiones de la mezcla debido a su rotura, por lo que se suele exigir una dureza mínima en los áridos.
 - Granulometría de los áridos. La gradación de tamaño excesiva de los áridos (natural o causada por la abrasión de los mismos) produce distorsiones en las MBC debido a que una cantidad grande de partículas finas tiende a desplazar a las partículas más grandes, alterando el comportamiento del conjunto. Además, el exceso de finos aumenta demasiado la superficie específica, por lo que pueden existir problemas de cohesión al no llegar a cubrirse todas las partículas con ligante (la cohesión de la MBC se confía exclusivamente al ligante, ya que ésta entre partículas de árido se

puede considerar despreciable). Por todo ello, se establecen una serie de husos granulométricos que limitan el contenido, tanto máximo como mínimo, de cada fracción de áridos en las MBC.

- Ligante (betún) inadecuado:
 - Contenido de betún. El exceso de contenido de betún tiende a lubricar y a segregar las partículas de áridos, aumentando así su deformación bajo cargas, por lo que se suele fijar un contenido óptimo de betún.
 - Viscosidad de la capa de MBC a altas temperaturas. En los meses calurosos del verano la viscosidad de la capa de MBC es menor, por lo que el firme se deforma más fácilmente bajo carga (es decir, que debido a la excesiva susceptibilidad térmica del betún su consistencia baja muy bruscamente cuando sube la temperatura), siendo por tanto necesario fijar una viscosidad mínima de la capa a alta temperatura.

En España se ha comprobado que las roderas de gran tamaño se producen principalmente sobre firmes flexibles que presentan un alto contenido de betún y una mala envuelta de los áridos, o porcentajes de huecos insuficientes (un 4% suele considerarse el valor mínimo para prevenir roderas, de manera que con un 3% o un valor menor la aparición de roderas es casi segura). También pueden aparecer en los casos de firmes realizados sobre una explanada de escasa capacidad portante o con mal drenaje.

(iii) Durabilidad

Las MBC no deben tener envejecimiento excesivo durante su vida útil. Su durabilidad se relaciona con:

- El espesor de la película de betún o de *mastic* alrededor de cada partícula de árido. Si el espesor que rodea a las partículas de árido es escaso es posible que pueda llegar a entrar agua a través de los poros de la película, por lo que si el árido es hidrófilo (cuanto más contenido en sílice, más ácidos y más hidrófilos), el agua desplazará a la película de betún y la adhesividad árido-betún se perderá.
- Los huecos. Un porcentaje de huecos excesivo (igual o mayor al 8%) aumenta la permeabilidad de las MBC y el acceso del oxígeno, lo que acelera la oxidación y la

volatilización. Una cantidad excesiva de huecos en las mezclas suele deberse a un mal diseño de la misma o bien a un problema durante la fase de construcción.

(iv) *Resistencia a la humedad*

Las MBC no deben degradarse por la humedad. Su resistencia a los daños por la humedad se relaciona con:

- Las características mineralógicas y químicas de los áridos. Algunos áridos atraen la humedad a su superficie, lo que puede causar el despegue del betún.
- Los huecos. Cuando los huecos en las mezclas exceden el 8% del volumen pueden interconectarse y permitir que el agua penetre fácilmente, causando daños por humedad, por la presión de poros de agua o por la extensión del hielo.

La medida de la resistencia a tracción, antes y después de someter el material a la acción del agua (mediante la inmersión de la probeta en un baño durante un tiempo suficiente para que la humedad llegue a toda su masa), puede dar cierta idea de su susceptibilidad a la humedad. Si la resistencia a tracción del material afectado por el agua es relativamente alta (comparada con la que presenta el material seco) se considera que la MBC tiene una resistencia a la humedad asumible.

Se define la relación entre la resistencia a tracción de la muestra seca S_1 y la resistencia a tracción de la muestra mojada S_2 , *tensile strength ratio (TSR)*, como:

$$TSR = \frac{S_2}{S_1} \quad (2.18)$$

ROBERTS *et al.* (1996) proponen que $TSR \geq 0.70$.

El ensayo más utilizado para medir la resistencia a tracción es el de tracción indirecta, que emplea el mismo dispositivo de ensayo que el ensayo de carga repetida diametral, e intenta reproducir el estado de tensiones en la superficie inferior de la capa de MBC (zona que está sometida a esfuerzos de tracción cuando se aplican sobre la capa de MBC las cargas procedentes del tráfico de vehículos). Consiste en cargar una probeta cilíndrica con una carga de compresión

diametral a lo largo de dos generatrices opuestas. Esto provoca una tensión de tracción relativamente uniforme en todo el diámetro del plano de carga vertical y la rotura por este plano diametral (Fig. 2.25), obteniéndose así la resistencia a tracción o carga de rotura de la probeta. Este ensayo se describe en la norma AASHTO T 322-03 *Determining the Creep Compliance and Strength of Hot-Mix Asphalt (HMA) Using the Indirect Tensile Test Device* (AASHTO, 2006), así como en la norma UNE-EN 12697 (AENOR, 2011).

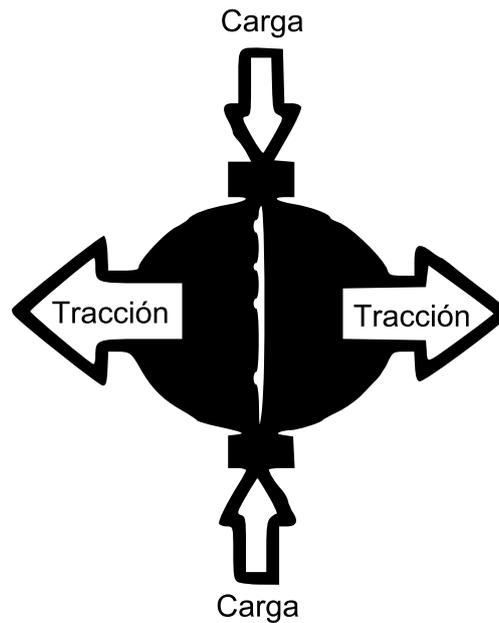


Fig. 2.25. Ensayo de tracción indirecta.



Fig. 2.26. Sangrado de las zonas de rodadura por exceso de betún en la mezcla bituminosa.

(v) Resistencia al deslizamiento

Las MBC deben proporcionar la suficiente fricción al contacto con el neumático de un vehículo.

La baja resistencia al deslizamiento se relaciona generalmente con:

- Las características de los áridos, tales como textura, forma, tamaño y resistencia al pulimento. Los áridos lisos, redondeados o pulidos son más propensos al deslizamiento.
- El contenido de betún. Un excesivo contenido de betún puede provocar deslizamiento por *sangrado* (exceso de betún en la superficie), como se observa en la Fig. 2.26.

3.1. Métodos basados en la superficie específica del árido

Los métodos basados en la superficie específica del árido se fundamentan en la estimación del peso de betún necesario para cubrir la superficie de los áridos. Este problema se puede complicar si se tiene en cuenta la influencia de diversos factores que caracterizan los materiales constituyentes de las MBC: naturaleza, rugosidad superficial, forma, densidad relativa, absorción, etc. Estos métodos tienen un gran carácter empírico, por lo que los resultados son buenos si el conocimiento de los materiales a emplear también lo es. Son por tanto métodos sencillos y rápidos pero imprecisos; aspecto que no es importante para mezclas abiertas pero sí para mezclas cerradas, ya que son muy sensibles a la variación del contenido de betún. Dentro de estos métodos destacan el Duriez, el Belga, el del Instituto Americano del Asfalto y el CKE o equivalente centrífugo de keroseno (LOMA, 1996).

3.2. Métodos basados en ensayos mecánicos

Estos métodos también tratan de determinar el contenido óptimo de betún en una mezcla específica de áridos. La forma de proceder en todos ellos es similar: una vez seleccionados los materiales a utilizar se fabrican una serie de probetas con distinta proporción de betún y se obtienen las relaciones entre el porcentaje de betún y otros factores tales como resistencia, deformación, contenido en huecos, etc. Del estudio de estas relaciones se obtiene el porcentaje óptimo de ligante.

Estos métodos son más lentos y complejos que los basados en la superficie específica del árido, pero más precisos, por lo que se suelen utilizar para mezclas cerradas al ser muy sensibles a la variación del contenido de betún. Dentro de estos métodos destacan el Hveem, el Hubbard-Field, el Marshall y el *Superpave* (LOMA, 1996).

III. ANÁLISIS DE LOS MATERIALES CONSTITUYENTES

Los materiales estudiados han sido MBC de diferentes tipologías, todas ellas utilizadas habitualmente en la última capa (capa de rodadura) de las carreteras que componen la Red de Carreteras del Estado (RCE).

El comportamiento de las MBC, al ser un materiales compuestos, es resultado de la integración de los comportamientos de sus componentes. El refuerzo de la MBC está constituido por los áridos, de naturaleza elastoplástica (las capas granulares del firme muestran una respuesta no lineal y elastoplástica bajo las cargas dinámicas generadas por el tráfico) mientras que la matriz está constituida por la masilla o *mastic* (betún más el polvo mineral o *filler*) de naturaleza

viscoelástica. Por ello, el material compuesto en su conjunto tiene un comportamiento viscoelastoplástico.

En principio, la degradación del firme se produce como efecto del paso del tiempo, debido al envejecimiento y fatiga de los materiales constituyentes de las MBC que integran las capas del firme (TORIBIO *et al*, 2010). Sin embargo, no es ésta la única variable que afecta al deterioro del firme, sino que existen otros condicionantes que aceleran en mayor o menor grado dicha degradación y que se estudian a lo largo de esta Tesis.

1. MATERIALES CONSTITUYENTES

Las mezclas bituminosas o aglomerados asfálticos son materiales compuestos formados por la mezcla de áridos (refuerzo) y un ligante hidrocarbonado (matriz) de forma que las partículas de áridos queden cubiertas por una película continua de dicho ligante.

1.1. La matriz

La matriz de las mezclas bituminosas está constituida por ligantes hidrocarbonados, entre los que se distinguen los betunes asfálticos (o de destilación) y los alquitranes. La diferencia entre ambos está en su origen (los betunes provienen de la destilación del petróleo y los alquitranes de la destilación del carbón hulla) como en su solubilidad en sulfuro de carbono (total en el caso de los betunes y ninguna en el caso de los alquitranes). Actualmente ha caído en desuso la utilización de alquitranes, extendiéndose por el contrario la del betún. Algunos autores consideran que la matriz está compuesta por el *mastic*, material compuesto formado por el ligante hidrocarbonado más el *filler* (GARNICA, GÓMEZ y SESMA, 2002).

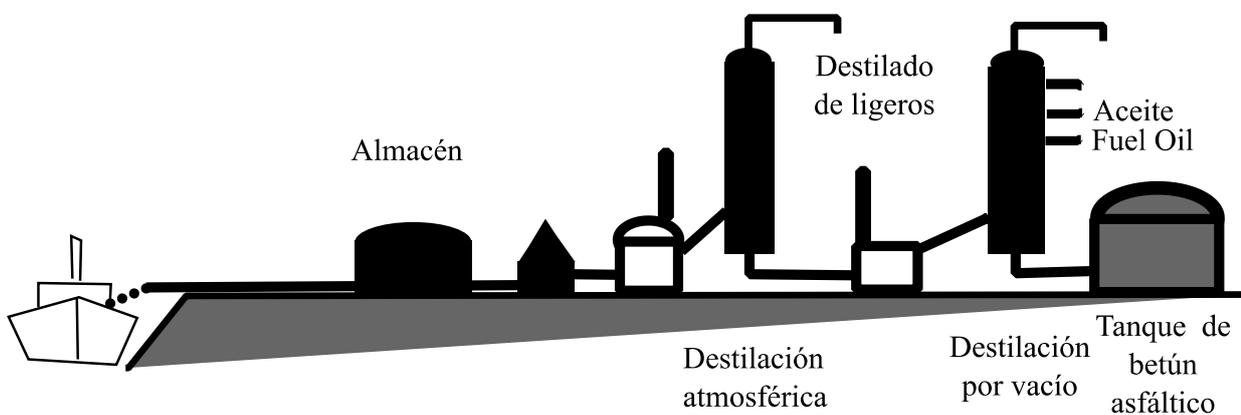


Fig. 3.1. Proceso de obtención del betún asfáltico.

El betún es un material orgánico, adherente e impermeabilizante, muy viscoso, no cristalino, prácticamente no volátil, y de color negro. Es semisólido o sólido a temperatura ambiente y su manipulación requiere el calentamiento para reducir la consistencia a valores admisibles en función a la operación a realizar. Tiene además unas propiedades aglomerantes características, puesto que su buena adhesividad a los áridos confiere una gran cohesión a la MBC.

El betún asfáltico generalmente se obtiene como residuo no volátil de la destilación del crudo de petróleo, es decir, de la separación de los distintos componentes del petróleo en función de su volatilidad (Fig. 3.1).

Existen otros métodos entre los que se encuentra el de extracción o desasfaltado (la extracción del betún se realiza mediante el uso de disolventes), el de oxidación química por soplado de los residuos pesados obtenidos en la destilación del petróleo (mediante la que se elimina el H₂O y el CO₂ y se consigue una polimerización del betún) y el de cracking catalítico (utilizado para obtener mayor cantidad de gasolinas a partir de los crudos de petróleo mediante la descomposición por medio de tratamientos de alta temperatura y calor de las cadenas de los crudos semipesados, obteniendo betún como subproducto).

Existen también asfaltos naturales, que provienen de la desintegración de organismos marinos de hace millones de años y que afloran a la superficie terrestre formando lagos o rocas asfálticas. Entre ellos destaca el asfalto del lago Trinidad.

Dentro de los betunes asfálticos se puede diferenciar entre los asfaltos, que son betunes con un porcentaje de arenas y arcillas mayor del 5% y por lo tanto no solubles totalmente en sulfuro de carbono (actualmente se ha sustituido éste disolvente por tolueno) y los betunes, que sí son solubles totalmente en sulfuro de carbono o en tolueno.

Los betunes son una mezcla de hidrocarburos (Fig. 3.2), alifáticos saturados (parafinas) alifáticos con dobles enlaces (olefínicos), nafténicos (cicloparafinas) y grupos de anillos aromáticos, que tienen un peso molecular elevado, y una proporción relativamente grande de hidrocarburos con un número de carbonos en su mayor parte superior a C₂₅ (alta relación de carbono oxígeno). Los principales componentes del betún son por tanto el carbono y el hidrógeno y, en mucha menor proporción, oxígeno, nitrógeno, azufre y metales pesados, como níquel y vanadio (GÓMEZ *et al.*, 2003).

Desde el punto de vista de su naturaleza son sistemas coloidales cuya fase discontinua o dispersa está formada por micelas de asfaltenos (compuestos por una elevada cantidad de anillos aromáticos unidos entre sí por cadenas de tipo parafínico) dispersas en un medio aceitoso de menor peso molecular, los maltenos (constituidos básicamente por anillos aromáticos, nafténicos y cadenas parafínicas).

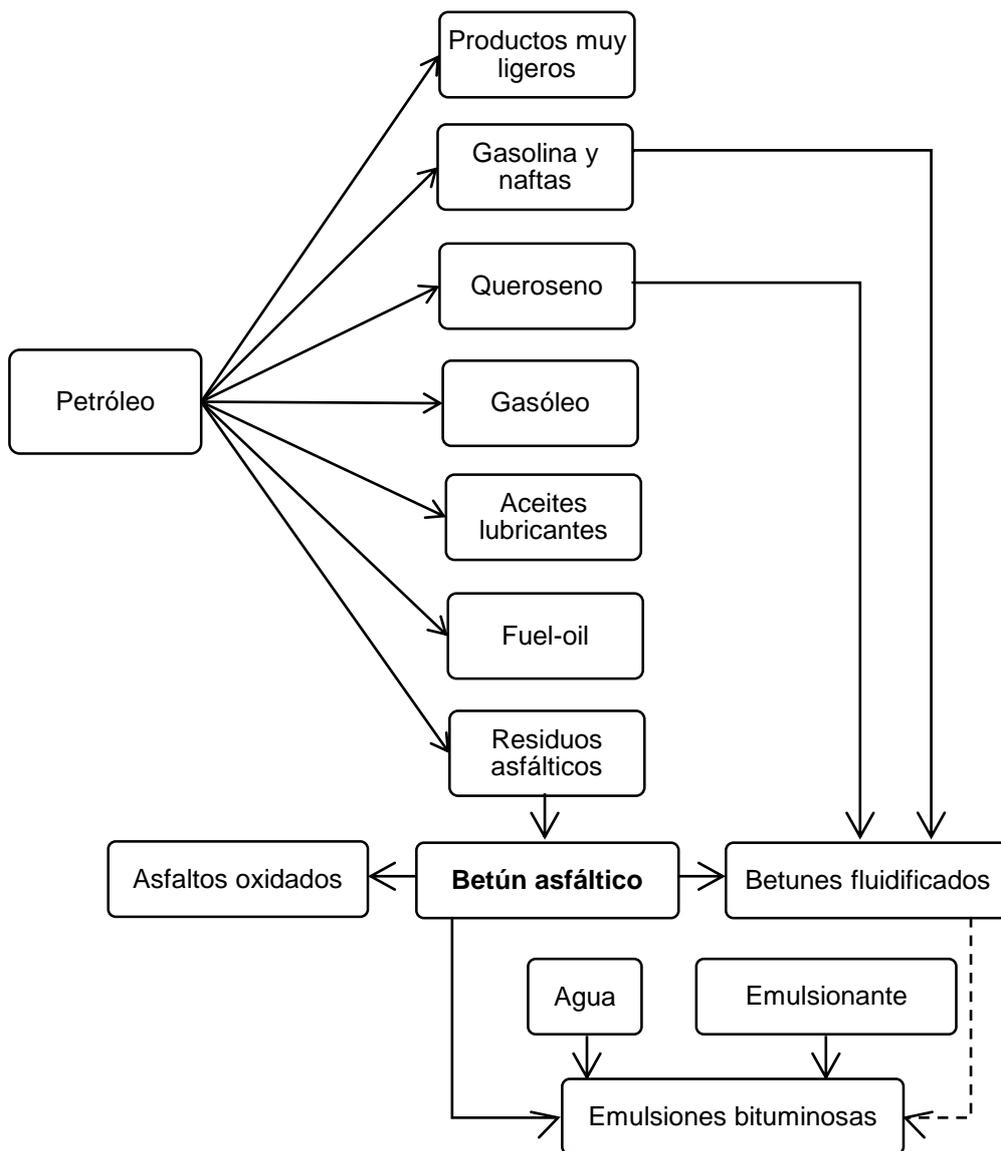


Fig. 3.2. Esquema del proceso de destilación de los productos bituminosos.

Los betunes se suelen clasificar por su dureza midiendo la penetración, que es la distancia en décimas de milímetro que penetra verticalmente una aguja normalizada en condiciones definidas de carga, tiempo y temperatura, NLT-124 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN1426

(AENOR, 2011), siendo las condiciones habituales de 25°C, 5 s y 100 g carga móvil total (incluida la aguja).

Los betunes pueden ser tratados para conseguir características adicionales. Entre los productos derivados que se pueden obtener se pueden distinguir los siguientes:

- *Fluidificado*. Derivado del betún obtenido por adición a éste de aceites o de fluidificantes relativamente volátiles (ligeros) provenientes de la destilación del petróleo para reducir su viscosidad a temperatura ambiente. El fluidificante no es más que un aditivo que se elimina posteriormente (durante el curado) por evaporación y que sirve principalmente para facilitar la puesta en obra, quedando al final solamente el betún primitivo.
- *Fluxado*. Derivado del betún obtenido por adición a éste de aceites relativamente volátiles (ligeros) provenientes de la destilación del alquitrán para reducir su viscosidad a temperatura ambiente. Tienen la ventaja frente a los fluidificados de su baja inflamabilidad. Su uso es limitado debido a su mayor coste económico y a que su manipulación resulta cancerígena.
- *Modificado*. Betún cuyas propiedades han sido modificadas durante su elaboración mediante el empleo de un agente químico, como por ejemplo el caucho natural, polímeros sintéticos, azufre, y ciertos compuestos metálicos. Generalmente la característica buscada es la mejora de la elasticidad. También es necesario reseñar que al oxígeno, a los catalizadores de oxidación, a las fibras y a los polvos inorgánicos no se les considera agentes modificadores del betún. Los betunes modificados pueden ser empleados directamente, en forma fluidificada, en forma de emulsiones, o mezclados con asfalto natural.

Las características más utilizadas para identificar y comprobar el betún son:

- Contenido en agua en el betún, definido en la norma NLT-123 (CEDEX, 1992-2000). El método se basa en la destilación a reflujo de una muestra del betún junto con un disolvente volátil no miscible en el agua, el cual, al evaporarse, facilita el arrastre del agua presente, separándose de ella al condensarse.

- Punto de reblandecimiento de anillo y bola, definido en las normas NLT-125 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 1427 (AENOR, 2011), es la temperatura a la que un disco de betún se reblandece hasta permitir que una pequeña bola de acero, apoyada en su superficie, caiga a través de él. Es una medida de la temperatura a la que el betún tiene una fluidez determinada.
- Penetración, definida en las normas NLT-124 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 1426 (AENOR, 2011) e Índice de penetración, definido en las normas NLT-181 (CEDEX, 1992-2000), UNE-EN 12591 y UNE-EN 13924 (AENOR, 2011). Este índice se calcula a partir de los valores de penetración y de punto de reblandecimiento de anillo y bola, y proporciona un criterio de medida sobre la susceptibilidad del betún a los cambios de temperatura y a su comportamiento reológico.
- Punto de fragilidad *Fraass*, definido en las normas NLT-182 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 12593 (AENOR, 2011). El ensayo es aplicable a materiales de consistencia sólida y semisólida y consiste en someter a una película del material que recubre una placa de acero a sucesivos ciclos de flexión a temperaturas decrecientes. El punto de fragilidad *Fraass* es el valor de la temperatura a la cual se produce la primera fisura o rotura en la superficie de la película del material ensayado, a causa de la rigidez que esta va adquiriendo. El ensayo *Fraass* da por tanto una idea del riesgo de rotura del betún a bajas temperaturas. Se ha observado que se obtienen resultados muy diferentes en este ensayo dependiendo del origen del crudo de petróleo con que se obtuvo el betún.
- Ductilidad, definida en la norma NLT-126 (CEDEX, 1992-2000). El procedimiento consiste en someter a una probeta de material bituminoso a un ensayo de tracción, definiéndose la ductilidad como la distancia máxima a la que se estira la probeta hasta el instante de la rotura.
- Solubilidad en disolventes orgánicos de los materiales bituminosos, definida en la norma NLT-130 (CEDEX, 1992-2000). Determina la cantidad de materia mineral que tiene el material bituminoso. Como disolvente se suele utilizar generalmente tolueno.

- Puntos de inflamación y de combustión, definidos en las normas NLT-127 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN ISO 2592 (AENOR, 2011). En el ensayo se calienta de forma reglada el material bituminoso haciendo pasar periódicamente cerca de su superficie una llama hasta que se produce la inflamación de los vapores del betún. El punto de inflamación es la temperatura en la primera ignición y el punto de combustión es la temperatura cuando se produce una ignición continua durante al menos 5 s.
- Densidad relativa, definida en la norma NLT-122 (CEDEX, 1992-2000). Es la razón entre la masa de un determinado volumen de ligante y la masa de un volumen igual de agua a una temperatura de 25°C.

En el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 1999) se especifican los límites de las propiedades que deben cumplir los betunes originales a utilizar para la fabricación de mezclas bituminosas (Tabla 3.1). Igualmente se definen los umbrales de las propiedades que deben cumplir los betunes modificados con polímeros destinados a la fabricación de MBC. El PG-3 ha sido recientemente actualizado, no por su obsolescencia técnica, sino por adaptación a la normativa europea.

En el caso de los betunes modificados se miden además otra serie de características (Tabla 3.2), siendo la más importante la medida del grado de elasticidad, la cual se realiza por medio del ensayo de recuperación elástica por torsión, definido en las normas NLT-329 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 13398 (AENOR, 2011).

Tabla 3.1. Valores límite de las propiedades de los betunes (MINISTERIO DE FOMENTO, 1999).

Características	Unidad	Norma NLT	B 13/22		B 40/50		B 60/70		B 80/100		B 150/200		B 200/300	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Betún original														
Penetración (25°C, 100g, 5s)	10 ⁻⁴ m	124	13	22	40	50	60	70	80	100	150	200	200	300
Índice de penetración		181	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1
Punto de reblandecimiento de anillo y bola	°C	125	60	72	52	61	48	57	45	53	38	45	34	41
Punto de fragilidad <i>Fraass</i>	°C	182		1		-5		-8		-10		-15		-20
Ductilidad													100	
5cm/min	cm	126	10		70		90		100		100			
Solubilidad en tolueno	%	130	99.5		99.5		99.5		99.5		99.5		99.5	
Contenido en agua (en volumen)	%	123		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2
Punto de inflamación	°C	127	235		235		235		235		220		175	
Densidad relativa (25°C/25°C) ⁽¹⁾		122	1		1		1		1		1		0.99	
Residuo después de película fina ⁽²⁾														
Variación de masa	%	185		0.5		0.8		0.8		1		1.4		1.5
Penetración 25°C 100g 5s	%	124	60		55		50		45		40		35	
Variación punto de reblandecimiento anillo y bola ⁽¹⁾	°C	125		7		8		9		10		11		12
Ductilidad													100	
5cm/min	cm		5		40		50		75		100			

(1) Valores orientativos

(2) Se define como película fina a la película de 3.2 mm de espesor calentada durante 5h a la temperatura de mezcla del betún: 163°C para los betunes de consistencia alta y 120°C para los de consistencia blanda.

Tabla 3.2. Valores límite de las propiedades de los betunes modificados (MINISTERIO DE FOMENTO, 1999).

Característica	Unidad	Norma NLT	BM-1		BM-2		BM-3a		BM-3b		BM-3c		BM-4		BM-5	
			mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.
Betún original																
Penetración (25°C, 100g, 5s)	10 ⁻⁴ m	124	15	30	35	50	55	70	55	70	55	70	80	130	150	200
Punto de reblandecimiento de anillo y bola	°C	125	70		65		58		60		65		60		55	
Punto de fragilidad <i>Fraass</i>	°C	182		-4		-8		-10		-12		-15		-15		-20
Ductilidad a 5°C	cm	126			2		4		25		30		40		50	
a 25°C			10													
Consistencia (flotador a 60°C)	s	183	3000		2000		700		1200		2000		1200		1200	
Estabilidad al almacenamiento ⁽¹⁾	°C			5		5		5		5		5		5		5
Diferencia punto reblandecimiento - diferencia penetración (25°C)	10 ⁻⁴ m	328		5		8		10		10		10		12		20
Recuperación 25°C	%	329			10		15		40		70		60		60	
40°C			15													
Contenido en agua (en volumen)	%	123		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2
Punto de inflamación	°C	127	235		235		235		235		235		220		200	
Densidad relativa (25°C/25°C)		122	1		1		1		1		1		1		1	
Residuo después de película fina																
Variación de masa	%	185		0.8		0.8		1		1		1		1.4		1.5
Penetración 25°C 100g 5s	%	124	70		70		65		65		65		60		55	
Variación punto de reblandecimiento anillo y bola	°C	125	-4		8		-5		-5		-5		-6		-6	
Ductilidad a 5°C	cm	126			1		2		12		15		20		25	
a 25°C			5													

(1) No se exigirá esta prescripción cuando los elementos de transporte y almacenamiento estén provistos de un sistema de homogeneización adecuado, aprobado por el Director de las obras.

1.2. El refuerzo

El refuerzo de las MBC, también denominado *esqueleto mineral*, lo constituyen los áridos. Árido es un término general que engloba a materiales tales como arenas, gravas y piedras, procedentes de machaqueo y que se utilizan para la fabricación de las MBC.

Dentro de los áridos se distinguen tres tamaños: *gruesos* (fracción de tamaño por encima de 2 mm), *finos* (fracción de tamaño entre 2 mm y 63 μm) y *filler* o *polvo mineral* (fracción mineral de tamaño menor a 63 μm).

1.2.1. Áridos gruesos y áridos finos

En general los áridos pueden ser naturales o artificiales. Los naturales proceden del machaqueo de formaciones rocosas y se suelen extraer en excavaciones abiertas (minas). La roca extraída se reduce a los tamaños adecuados por medio del machaqueo mecánico. Los artificiales normalmente son subproductos de otras industrias, como por ejemplo las escorias (subproducto del proceso metalúrgico producido típicamente al procesar metales tales como el acero, el aluminio o el cobre).

En cuanto a las rocas de las que provienen los áridos, éstas pueden ser, según su origen geológico (ROBERTS *et al.*, 1996):

- *Ígneas*. De tipo cristalino, formadas por el enfriamiento lento del material fundido por debajo de la corteza terrestre (magma).
- *Sedimentarias*. Formadas por acumulación de sedimentos en capas o estratos, que sometidos a procesos físicos y químicos se convierten en un material de cierta consistencia. Pueden producirse en las orillas de los ríos, en el fondo de los barrancos, en valles, lagos, mares y desembocaduras de los ríos. Por su composición mineralógica se clasifican en arcillosas (arcilla, marga), calizas (creta, caliza), silíceas (arena, arenisca), orgánicas (carbón mineral) y salinas (yeso, sal gema y otras sales precipitadas por el agua).
- *Metamórficas*. Tienen su origen en el metamorfismo tanto de rocas ígneas como de sedimentarias. Por acción del calor o de la presión cambian su estructura mineral, convirtiéndose en rocas diferentes de las originales.

La composición mineral del árido determina en gran parte sus características físicas, así como el comportamiento de la MBC resultante, por lo que al elegir los áridos es muy importante conocer las características mineralógicas de la roca de mina de donde proceden. CORDON (1979) proporciona algunas pautas generales para el uso de áridos en las MBC (Tabla 3.3).

Tabla 3.3. Características de los áridos utilizados en las MBC.

Tipo de roca	Dureza	Resistencia a disgregarse ^{1,2}	Textura superficial	Forma machacada
Ígnea				
Granito	Suficiente	Suficiente	Suficiente	Suficiente
Sienita	Bueno	Suficiente	Suficiente	Suficiente
Diorita	Bueno	Suficiente	Suficiente	Bueno
Basalto	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno
Diaclasa	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno
Roca ígnea	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno
Sedimentaria				
Piedra caliza	Pobre	Bueno	Bueno	Suficiente
Piedra arenisca	Suficiente	Bueno	Bueno	Bueno
Chert	Bueno	Suficiente	Pobre	Bueno
Pizarra	Pobre	Pobre	Suficiente	Suficiente
Metamórfica				
Gneis	Suficiente	Suficiente	Bueno	Bueno
Esquisto	Suficiente	Suficiente	Bueno	Suficiente
Pizarra	Bueno	Regular	Suficiente	Suficiente
Cuarcita	Bueno	Regular	Bueno	Bueno
Mármol	Pobre	Bueno	Suficiente	Suficiente
Serpentina	Bueno	Suficiente	Suficiente	Suficiente
<p>¹ Los áridos con alto contenido en sílice (ácidos) son hidrófilos por lo que las MBC fabricadas con ellos tienden a disgregarse más fácilmente, ya que el agua sustituye a la película de betún sobre cada partícula de árido.</p> <p>² Los áridos recién machacados contienen un gran número de enlaces iónicos rotos, por lo que las mezclas fabricadas con ellos tienden a disgregarse más fácilmente.</p>				

Generalmente la relación entre las características mineralógicas y físicas de los áridos es muy compleja, por lo que es muy difícil predecir con exactitud cómo se comportará basándose únicamente en éstas características.

Las características físicas de los áridos tienen un efecto directo sobre el comportamiento de los firmes. Las más comunes son:

- *Granulometría y tamaño del árido.* Son fundamentales, ya que influyen en la resistencia mecánica de la mezcla. Representan la distribución de tamaños de las partículas que componen el árido. Para su medida se separan las partículas que componen el árido, haciéndolo pasar a través de una serie de tamices dispuestos sucesivamente de mayor a menor abertura de malla, según lo especificado en las normas de *análisis granulométrico de áridos gruesos y finos* NLT-150 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 933-1 (AENOR, 2011). La granulometría óptima depende de la MBC a fabricar, de las características que se desea que tenga, de las cargas que se le van a aplicar, de los factores ambientales a los que va a estar expuesto, de los materiales componentes, etc. Para la fabricación industrial de las mezclas bituminosas se utilizan una serie de husos granulométricos, según el material a fabricar, dentro de los que debe encontrarse la granulometría de los áridos a utilizar.
- *Dureza y resistencia a la fragmentación.* Los áridos experimentan un gran desgaste, llegando a romperse durante su vida útil, por lo que generalmente deben ser duros y bastante resistentes para soportar el machaqueo, la degradación y la desintegración producida por las actividades asociadas a la fabricación, almacenamiento, producción, colocación y compactación de la MBC (ROBERTS *et al.*, 1996) así como transmitir adecuadamente las cargas durante el periodo de servicio de la misma. Los áridos que no sean suficientemente resistentes a la fragmentación y al pulimento pueden causar un fallo estructural prematuro o una pérdida de adherencia superficial. Existen muchos ensayos para evaluar estas características, siendo el más común el *método para la realización del ensayo de desgaste de árido grueso empleando la máquina de Los Ángeles*, regulado por las normas NLT-149 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 1097-2 (AENOR, 2011). Consiste en un cilindro hueco que gira alrededor de su eje colocado en posición horizontal en el que se introduce el árido a ensayar y una serie de bolas de fundición o de acero cuya masa total depende de la granulometría inicial del árido, y que se hace girar a una velocidad constante durante un determinado número de vueltas, calculándose el coeficiente de *Los Ángeles* como la diferencia entre la masa original de la muestra y la masa de ésta retenida en el tamiz UNE 1.6 mm al final del ensayo, expresada en % de pérdida de la masa original.

- *Forma de las partículas.* La forma de las partículas gruesas afecta fundamentalmente a la resistencia del esqueleto mineral. Así, las partículas se clasifican en redondeadas, cúbicas, lascas y agujas. Las lascas y agujas se pueden romper fácilmente durante la compactación o durante la vida útil de la mezcla, por lo que se limita su porcentaje de forma que no deben sobrepasar el 30% en peso en términos generales. El procedimiento de ensayo para la determinación de los *índices de lascas y agujas de los áridos para carreteras* se recoge en las normas NLT-354 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 933-3 (AENOR, 2011), definiéndose como índice de lascas y agujas, respectivamente, al porcentaje en peso de las partículas que son lascas (partículas cuya dimensión mínima o grosor es menor que $3/5$ la media de sus tres dimensiones: alto, grosor y longitud) y agujas (partículas cuya dimensión máxima o longitud es mayor que $9/5$ la media de sus tres dimensiones). Su determinación práctica se realiza haciendo pasar la fracción de áridos por dos calibres metálicos, uno de lascas y otro de agujas.

- *Limpieza y adhesividad.* La superficie de los áridos debe estar exenta de polvo, suciedad, arcilla, etc., ya que si están contaminados pueden ser sensibles a la acción del agua e incluso aparecer problemas de adhesividad con los ligantes hidrocarbonados. La evaluación de la limpieza superficial de los áridos se realiza mediante su lavado, secado y posterior tamizado en el tamiz UNE 500 μm . Según las normas UNE 146130 (AENOR, 2011) y NLT-172 (CEDEX, 1992-2000) se define el *coeficiente de limpieza* como la proporción de partículas menores de 0.5 mm adheridas a la superficie de los áridos (se les considera impurezas). También se utiliza el llamado *equivalente de arena*, que se encuentra definido por las normas NLT-113 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 933-8 (AENOR, 2011). El ensayo consiste en introducir el árido junto con una solución tipo floculante en un matraz normalizado y someter al conjunto a una serie de ciclos reglados de agitación y reposo. El equivalente de arena expresa (en tanto por ciento) la relación entre el nivel que alcanza la arena frente al nivel que alcanza la arcilla en suspensión después de añadir agua al conjunto y dejar pasar 20 minutos. Para la evaluación directa de la adhesividad se utiliza el ensayo definido en la norma *método para la determinación del efecto del agua sobre las películas bituminosas que recubren los áridos* NLT-166 (CEDEX, 1992-2000), adhesividad de los ligantes bituminosos a los áridos en presencia de agua, que consiste en evaluar visualmente si el porcentaje de la superficie de áridos de la MBC que permanece cubierta de ligante es

mayor o menor que 95% después de la inmersión de la MBC en agua en las condiciones definidas en la norma.

- *Textura de la superficie.* La resistencia al pulimento de los áridos, es decir, a perder su aspereza, es transcendental desde el punto de vista de la resistencia al deslizamiento neumático-pavimento, por lo que tiene gran interés si dichos áridos se van a utilizar en capas de rodadura. Para evaluarlo se utilizan ensayos como el *coeficiente de pulimento acelerado de los áridos*, definido en las normas NLT-174 (CEDEX, 1992-2000) y UNE 146130 (AENOR, 2011), en el cual se somete a una probeta de material, en la máquina de pulimento acelerado, a varios ciclos de pulimento con una serie de materiales abrasivos normalizados.

- *Densidad relativa aparente, densidad real y absorción de cada fracción de áridos* (gruesos, finos y *filler*). Se define la densidad relativa aparente como la masa de un material dividido entre el volumen de su envoltorio, la densidad real como la masa de un material dividido por el volumen real de dicho material, es decir, excluidos los huecos tanto internos como externos y absorción como el porcentaje de agua absorbida por el árido seco. Estas propiedades se determinan por medio de las normas: *densidad relativa y absorción de áridos gruesos* NLT-153, *método de determinación del peso específico y absorción de áridos finos* NLT-154, *densidad relativa de los áridos en aceite de parafina* NLT-167 y *densidad aparente del filler entolueno* NLT-176 (CEDEX, 1992-2000), y sus correspondientes normas UNE recogidas en la serie UNE-EN 1097, *Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos* (AENOR, 2011).

Las características físicas de los áridos pueden cambiar fácilmente si se les manipula antes de la fabricación de la MBC. Por ejemplo, un árido nuevamente machacado puede contener más polvo y así perder sus propiedades de ligazón con el betún para formar una MBC, que uno que se ha machacado, lavado y almacenado previamente.

1.2.2. El filler

Debido a su elevada superficie específica, el *filler* juega un importante papel en el comportamiento de la MBC según su naturaleza, finura, actividad (emulsibilidad e hidrofilia) y proporción en la que entra a formar parte de la mezcla.

El *filler*, junto con el betún, forma el *mastic*, que tiene una mayor viscosidad y tenacidad y una menor susceptibilidad térmica que el betún original (MIRÓ, 1994), lo que aumenta la estabilidad, la resistencia a tracción, la resistencia al desgaste y, eventualmente, la adhesividad árido-betún de la MBC (PÉREZ, 1986).

En cuanto al origen del *filler*, puede ser de recuperación (procedente de la trituración de los propios áridos que integran la mezcla) o de aportación (para lo que se utilizan productos pulverulentos tales como cales, cementos, cenizas volantes, etc.).

De la relación ponderal *filler*/betún dependen la cohesión del *mastic* y su adhesividad con el esqueleto mineral, y por tanto las características mecánicas de la MBC en su conjunto. En el artículo 542, *Mezclas Bituminosas del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes*, PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008), actualizado recientemente por la Orden FOM/2523/2014 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b) se recomienda una serie de relaciones ponderales en peso (*filler*/betún) a utilizar en el diseño y fabricación de las MBC, dependiendo del tipo de MBC, de la capa del firme a la que vaya destinada la MBC y de la zona térmica estival donde se localice geográficamente la carretera (definidas en la Instrucción 6.1 IC, MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b).

En el diseño de la MBC se deben considerar las características físico-químicas y mecánicas del *mastic* dentro de la MBC, por lo que algunos autores consideran que la relación ponderal *filler*/betún se debe evaluar de forma volumétrica, concluyendo que en hormigones bituminosos existe una relación volumétrica óptima comprendida entre 1.0 y 1.5 para los *filleres* de tipo calizo y cemento, ya que para valores inferiores la cohesión entre el *mastic* y el esqueleto mineral desciende y para superiores el *mastic* se rigidiza en exceso, lo que implica una pérdida de cohesión de la MBC (MARTÍN y PÉREZ, 2007).

El *filler* tiene una función protectora frente al agua debido a que su incorporación a las MBC aumenta la adhesividad entre el betún y el árido debido a que:

- Disminuye el volumen de huecos (la porosidad de la MBC disminuye al rellenar huecos, dificultando de esa forma la entrada de agua a la mezcla).

- En los *filleres* activos (tipo cemento o cal apagada) se producen (en presencia de agua) reacciones de tipo físico-químico en la interfase betún-árido que favorecen la adhesividad., por lo que se debe utilizar este tipo de *filleres* cuando los áridos de la MBC sean de tipo hidrófilo (rocas ácidas, con contenido en sílice mayor del 65%: cuarcitas, granitos, etc.).

En cualquier caso, y aunque la normativa actual no contempla entre los criterios de dosificación del *filler* la naturaleza del mismo, es necesario tener en cuenta que debe tratarse de un material no plástico, calificándose su idoneidad como componente de la MBC mediante su *coeficiente de emulsibilidad* (NLT-180), que es la máxima cantidad de emulsión directa (ligante bituminoso en agua) que se puede dispersar en el polvo mineral sin que se produzca la inversión de la emulsión (agua en ligante bituminoso) ya que provoca la coagulación del ligante y por consiguiente su desplazamiento por el agua.

Por último, la presencia de *filler* permite la disminución del porcentaje de betún al disminuir los espacios existentes en el esqueleto mineral de la MBC.

1.3. Diseño, fabricación y puesta en obra

La fabricación de las MBC se realiza en centrales específicas, siendo las más utilizadas actualmente las plantas de tipo discontinuo (dosificación por amasadas), en las que se almacenan por una parte el betún en una serie de depósitos y por otra los áridos separados por tamaños en diferentes tolvas (Fig. 3.3).

Los áridos se mezclan en frío (volumétricamente) de acuerdo a la fórmula de trabajo especificada, secándose y calentándose posteriormente en el denominado tambor-secador, llegando a alcanzar temperaturas de hasta 150-200°C para facilitar su envuelta posterior con el betún, el *filler* de aportación y los aditivos en el mezclador (al que llegan una vez vueltos a dosificar en caliente y en peso).



Fig. 3.3. Planta de fabricación de MBC de tipo discontinuo.

Una vez fabricada la mezcla se realiza el transporte en camiones basculantes de modo que se impida la pérdida excesiva de temperatura de la MBC hasta su llegada a la obra, para lo cual los camiones deben estar provistos de una lona, ya que la temperatura de fabricación, extensión y compactación de la MBC es de vital importancia. Las temperaturas de trabajo son fijadas por el fabricante del betún en primera instancia y por la fórmula de trabajo de la mezcla posteriormente (Tabla 3.4). Además, las actuales especificaciones del PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b) fijan la temperatura de mezclado de los materiales durante el proceso de la fabricación de la MBC.

Previo a la extensión de las capas de MBC se deberán ejecutar los riegos de imprimación (si se extiende sobre una superficie formada por material granular) o de adherencia (si se extiende sobre una superficie formada por MBC u hormigón) según corresponda, y se deberá dejar transcurrir el tiempo de rotura necesario.

Tabla 3.4. Temperaturas de trabajo habituales de las MBC.

Fases de fabricación de las MBC	Temperaturas	
	Mínima (°C)	Máxima (°C)
Áridos antes del mezclador	160	180
Mezcla en la planta	150	165
Extendido	130	165
Compactación	115	150

El extendido se ejecuta con unas máquinas específicas denominadas extendedoras (Fig. 3.4), que constan de una tolva y una unidad de puesta en obra que realiza la extensión de la MBC y la precompacta.

La descarga a la extendidora se puede realizar bien vertiendo directamente los camiones volquete en ella, bien mediante un equipo de transferencia intermedio, que consiste en una tolva independiente (de un mayor tamaño que la de la extendidora) en la que vierten los camiones volquetes y en la cual se realiza un proceso de mezclado y homogeneización de la MBC para evitar la aparición de zonas del material frías o con diferentes temperaturas, y que mejora de forma notable la puesta en obra de la MBC y por tanto sus características finales.



Fig. 3.4. Extendido de MBC.

Es necesario resaltar que no se debe realizar el extendido cuando se produzcan precipitaciones intensas, ni cuando la temperatura ambiente sea inferior a 5°C, para evitar pérdidas en la calidad del material.

Una vez extendido el material se procede a su compactación (Fig. 3.5), que comenzará tan pronto como se observe que la mezcla puede soportar la carga sin arrollamientos o desplazamientos indebidos, iniciándose desde el borde más bajo de la sección transversal en bandas longitudinales de 70 a 120 m solapando cada banda con la contigua. Para ello habitualmente se utiliza un rodillo metálico vibratorio, finalizando esta con un compactador neumático a alta presión (0.8-1 MPa), aunque otras veces se utilizan rodillos mixtos metálico-neumáticos.



Fig. 3.5. Compactación de MBC.

2. MBC ESTUDIADAS

Las MBC estudiadas, según su nomenclatura actualizada (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b) han sido las siguientes:

- AC16 surf PMB 45/80-60 S, denominación anterior S12 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), hormigón bituminoso fabricado en 2005 y 2006 con ligante hidrocarbonado modificado tipo PMB 45/80-60, denominación anterior BM-3b (MINISTERIO DE FOMENTO, 1999).
- AC16 surf B50/70 S, hormigón bituminoso fabricado en 2010 y 2011 con ligante hidrocarbonado tipo betún convencional de penetración 50/70.

- BBTM11A B50/70, mezcla bituminosa para capas delgadas de granulometría discontinua fabricada en 2010 y 2011 con ligante hidrocarbonado tipo betún convencional de penetración 50/70.
- BBTM11A PMB 45/80-60, denominación anterior F10 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), mezcla bituminosa para capas delgadas de granulometría discontinua fabricada en 2010 y 2011, con ligante hidrocarbonado tipo betún modificado con polímeros tipo PMB 45/80-60.

A continuación se describen los materiales constituyentes de las MBC estudiadas en la presente Tesis Doctoral, sus características, así como las proporciones definidas para cada uno de ellos en sus correspondientes fórmulas de trabajo.

2.1. La matriz: betunes asfálticos

Desde que se comenzaron a utilizar ligantes hidrocarbonatos en la pavimentación de carreteras las técnicas basadas en el empleo de ligantes hidrocarbonados han experimentado un fuerte desarrollo. Actualmente los betunes más utilizados son los asfálticos derivados del petróleo y los betunes modificados con polímeros para mejorar sus características reológicas.

Para la fabricación de las MBC que estudiadas se utilizaron dos tipos de ligantes hidrocarbonatos: el tipo betún asfáltico convencional de penetración 50/70 y el tipo betún asfáltico modificado con polímero PMB 45/80-60 (denominación anterior BM-3b).

2.1.1. MBC fabricadas en 2005 y en 2006

Betún PMB 45/80-60 (Equivalente al BM-3b según la denominación de los betunes en vigor en el momento de su fabricación) procedente de la planta que la empresa *Productos Bituminosos de Galicia, SA* tiene en Feá (Ourense). En la Tabla 3.5 se reflejan los resultados de los diferentes ensayos realizados al betún modificado con polímeros utilizado para la fabricación de la MBC puesta en obra en 2005/06.

Tabla 3.5. Características del betún PMB 45/80-60 (BM3-b).

Características	Unidades	Norma	Ensayo
Contenido de agua	% en peso	NLT-123	0.0
Punto de reblandecimiento anillo y bola	°C	NLT-125	66.6
Penetración (25°C, 100 g, 5 s)	10 ⁻⁴ m	NLT-124	68
Índice de penetración	-	NLT-181	3.1
Punto de fragilidad <i>Fraass</i>	°C	NLT-182	-5
Ductilidad (5°C, velocidad 5 cm/min)	cm	NLT-126	102
Recuperación elástica (25°C)	%	NLT-329	82

2.1.2. MBC fabricadas en 2010 y en 2011

Betún B 50/70 procedente de la planta de la empresa *Cepsa - Productos Asfálticos SA*, nombre comercial CEPSASFALT 50/70. En la Tabla 3.6 se reflejan los resultados de los diferentes ensayos realizados a este betún.

Tabla 3.6. Características del betún B 50/70.

Características	Ud.	Norma	Ensayos										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Punto de reblandecimiento anillo y bola	%	UNE-EN1427	51.3	51.3	51.3	51.3	51.3	51.3	51.3	51.3	50.8	50.8	51.5
Penetración (25°C, 100 g, 5 s)	10 ⁻⁴ m	NLT-124	60	63	56	60	61	60	63	66	68	62	
		UNE-EN1426	60	63	56	60	61	60	63	66	68	62	
Índice de penetración	-	NLT-181	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Punto de fragilidad <i>Fraass</i>	°C	NLT-182	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-11	-11	-15

Betún modificado con polímeros PMB 45/80-60 procedente de la planta de la empresa *Cepsa - Productos Asfálticos SA* y nombre comercial STYRELF BM-3b (PMB 45/80-60). En la Tabla 3.7 se reflejan los resultados de los diferentes ensayos realizados al betún utilizado para la fabricación de la MBC puesta en obra en 2010/11.

Tabla 3.7. Características del betún PMB 45/80-60.

Características	Ud.	Norma	Ensayos				
			1	2	3	4	5
Punto de reblandecimiento anillo y bola	°C	NLT-125	64.3	64.3	64.3	64.3	64.3
		UNE-EN1427	63.3	63.3	63.3	63.3	63.3
Penetración (25°C, 100 g, 5 s)	10 ⁻⁴ m	NLT-124	58	58	58	58	58
		UNE-EN1426	58	58	58	58	58
Recuperación elástica (25°C)	%	NLT-329	72	72	72	72	72

2.2. El refuerzo: áridos

Las MBC son materiales compuestos, cuyo refuerzo está compuesto por áridos que constituyen su esqueleto mineral. Las características de los áridos a utilizar para las MBC están fijados en el artículo 542, *Mezclas Bituminosas del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes*, PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), actualizado por la Orden Circular 24/2008 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008) y más recientemente por la Orden FOM/2523/2014 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b).

2.2.1. MBC fabricadas en 2005 y en 2006

Los áridos utilizados en las MBC fabricadas en 2005 y en 2006 han sido:

- Cuarcita armoricana de machaqueo, procedente de la cantera Cabanas, de San Juan del Río (Orense) para los tamaños 0/6, 6/12 y 12/20.
- Silicio. Dado que las arenas (tamaño 0/6) tenían un exceso de finos, se mezclaron al 50% con arenas lavadas en la explotación existente en Camarzana de Tera (Zamora), procedentes de las graveras existentes en la cuenca del Tera (Olleros de Tera) para bajar dicha proporción de finos. Todos los áridos poseen certificado CE según norma UNE-EN 13043. *Áridos para Mezclas Bituminosas* (AENOR, 2011).
- En cuanto al *filler*, el de aportación (cemento del tipo IV A 32.5 N) fue del 3.3% en peso y el de recuperación (adherido al árido) del 2%.

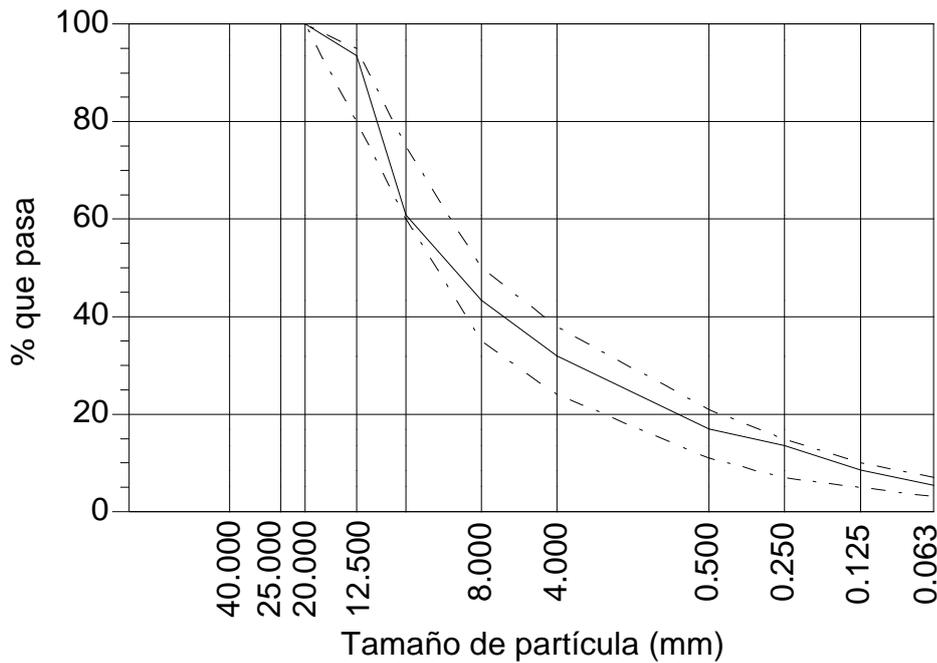


Fig. 3.6. Dosificación de los áridos empleada para la fabricación de MBC en 2005 y en 2006 encajada en el huso granulométrico tipo S-12.

Los porcentajes (en peso) de las fracciones de áridos utilizadas para construir la curva granulométrica fueron 43.6% (fracción 0/6), 40.7% (fracción 6/12), 10.7% (fracción 12/20) y 5 % de *filler* (el 2% de *filler* es de recuperación, del adherido al árido y el 3% del *filler* es de aportación), con lo que se consiguió encajar la curva granulométrica dentro del huso de una MBC tipo S12 (Fig. 3.6).

Las características de las distintas fracciones de áridos que componen la MBC, así como las de su mezcla, se reflejan en la Tabla 3.8. Para la realización de los ensayos se han utilizaron las normas NLT (CEDEX, 1992-2000) y UNE (AENOR, 2011).

En cuanto al *filler* de aportación, sus características principales son: que pasa por el tamiz 0.063 mm de acuerdo con el *procedimiento de ensayo para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 2: Determinación de la granulometría de las partículas* definido en la norma UNE-EN 933-2 (AENOR, 2001), una densidad relativa aparente del polvo mineral en tolueno (NLT-176) de 0.556 g/cm³ y un coeficiente de emulsibilidad (NLT-180) de 0.5.

Tabla 3.8. Características de los áridos utilizados en las MBC fabricadas en 2005 y en 2006.

Características	Ud.	Norma	Ensayos			
Fracción árido	mm	NLT-150	0-6	6-12	12-20	S-12
Equivalente de arena	%	NLT-113	79	--	--	--
	%	UNE-EN 933-8	--	--	--	60
Desgaste de los ángeles (resistencia desgaste grava)	%	UNE-EN 1097	--	--	--	21.0
	%	NLT-149	--	19.80	22.00	--
Índice de lajas	%	NLT-354	--	20.0	23.0	--
	%	UNE-EN 933-3	--	8.0	8.0	--
Caras de fractura	%	UNE-EN 933-5	--	100	100	100
Densidad relativa aparente	g/cm ³	NLT-154	2.54	2.62	2.62	--
Densidad relativa real	g/cm ³		2.61	2.66	2.66	--
Absorción	g/cm ³		1.0	0.5	0.5	--
Adhesividad	%	NLT-166	--	>95	--	--
Densidad relativa en aceite de parafina	g/cm ³	NLT-167	--	--	--	2.663
Limpieza superficial	%	NLT-172	31.0	0.8	0.3	--

2.2.2. MBC fabricadas en 2010 y en 2011

La naturaleza de los áridos utilizados para la fabricación de las MBC estudiadas es:

- Gneis de machaqueo procedente de la explotación en mina a cielo abierto de Cernadilla (Zamora) para los tamaños 0/6, 6/12 y 12/20.
- Carbonato cálcico natural de origen mineral utilizado como *filler* de aportación, tamaño 0/0.125 mm, proveniente de la explotación de la empresa Tricalsa en Arganda del Rey (Madrid).

Los porcentajes (en peso) de las fracciones de áridos utilizadas para construir la curva granulométrica tipo AC-16 surf fueron 45% (fracción 0/6), 41% (fracción 6/12), 8% (fracción 12/20) y 6 % de *filler* (el 2% de *filler* es de recuperación, del adherido al árido y el 4% del *filler* es de aportación), con lo que se consiguió encajar la curva granulométrica dentro del huso de una MBC tipo S12 (Fig. 3.7).

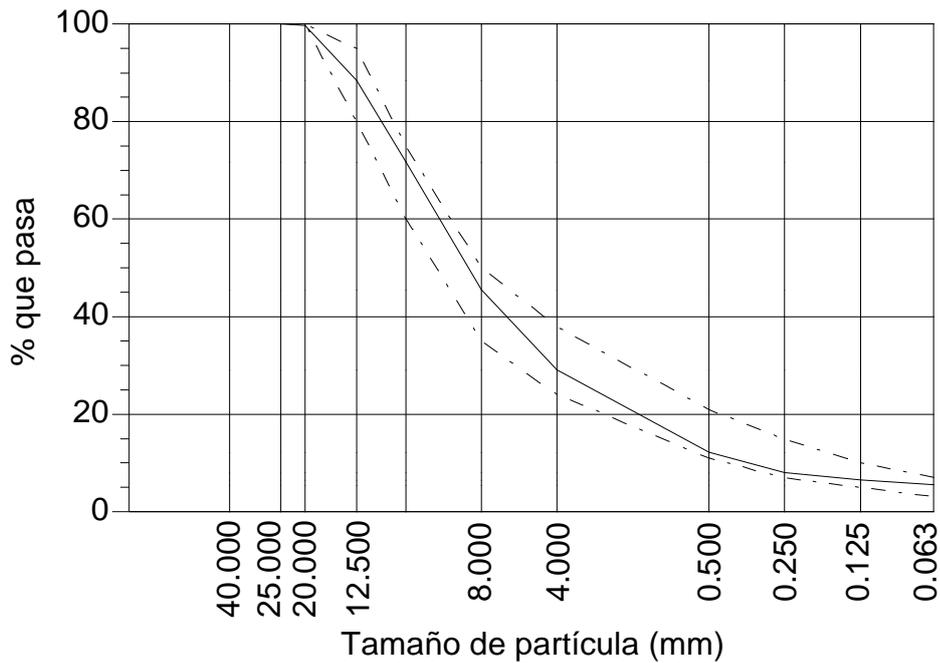


Fig. 3.7. Dosificación de los áridos empleada para la fabricación de MBC en 2010 y en 2011 encajada en el huso granulométrico tipo AC-16 surf (S-12).

Los porcentajes (en peso) de las fracciones de áridos utilizadas para construir la curva granulométrica tipo BBTM11A surf fueron 28% (fracción 0/6), 64% (fracción 6/12), 8% y 8% de *filler* (el 2% de *filler* es de recuperación, del adherido al árido y el 6% del *filler* es de aportación), con lo que se consiguió encajar la curva granulométrica dentro del huso de una MBC tipo F10 (Fig. 3.8).

Las características de las distintas fracciones de áridos que componen las MBC AC-16 surf y BBTM11A así como sus mezclas se encuentran recogidas en la Tabla 3.9. Para la realización de los ensayos se utilizaron las normas UNE (AENOR, 2011).

En cuanto al *filler* de aportación, sus características principales son que pasa por el tamiz 0.063 mm, una densidad relativa aparente del polvo mineral en tolueno (NLT-176) de 0.710 g/cm^3 y un coeficiente de emulsibilidad (NLT-180) de 0.5.

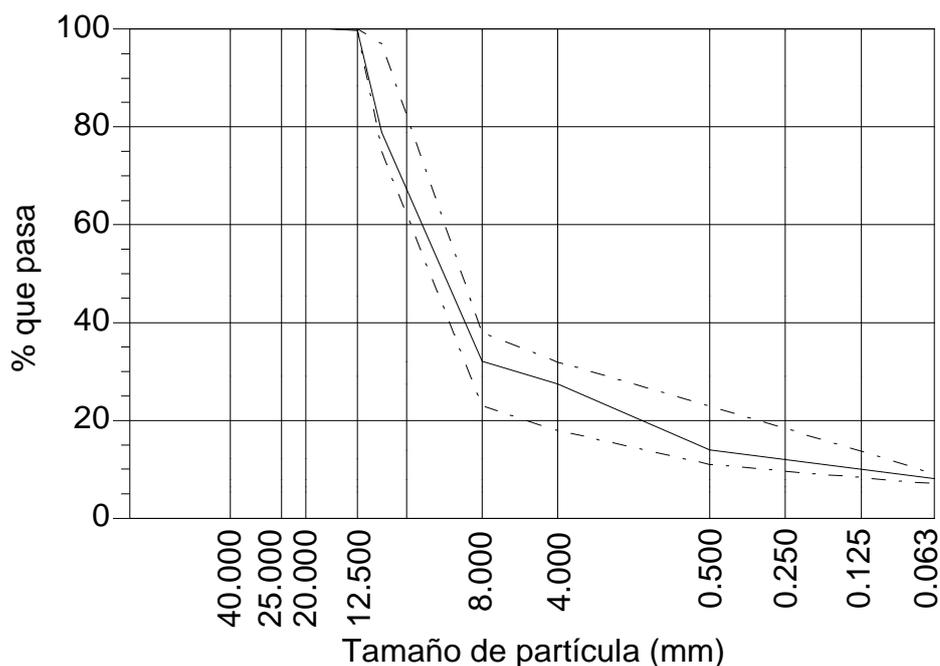


Fig. 3.8. Dosificación de los áridos empleada para la fabricación de MBC en 2010 y 2011 encajada en el huso granulométrico tipo BBTM11A (F-10).

Tabla 3.9. Características de los áridos utilizados en MBC en 2010 y en 2011.

Características	Ud.	Norma	Ensayos				
			0-6	6-12	12-25	F-10	S-12
Fracción árido	mm	UNE-EN 933-1	0-6	6-12	12-25	F-10	S-12
Equivalente de arena	%	UNE-EN 933-8	68.6	--	--	--	82
Desgaste de los ángulos (resistencia desgaste grava)	%	UNE-EN 1097-2	--	24.4	25.0	18.6	18.6
Índice de lajas	%	UNE-EN 933-3	--	10.1	7.0	10.1	9.6
Caras de fractura	%	UNE-EN 933-5	--	100	99	100	99
Densidad relativa aparente	g/cm ³	UNE-EN 1097-6	2.68	2.69	--	--	--
Densidad partículas secas	g/cm ³		2.61	2.57	--	--	--
Absorción	g/cm ³		0.9	1.5	--	--	--
Adhesividad	%	NLT-166		>95			
Densidad relativa en aceite de parafina	g/cm ³	NLT-167	--	--	--	2.64	2.66
Limpieza superficial	--	UNE 146130 anexo C		0.48	0.70	--	--

2.3. Diseño

El estudio de una MBC está encaminado a obtener un material que cumpla unas determinadas exigencias de tipo mecánico. En el caso de una capa de rodadura también se busca una resistencia al deslizamiento, además de durabilidad.

El diseño de la mezcla es el proceso con el que se determina qué áridos (incluido el polvo mineral) y qué betún se utilizan en la MBC, así como la combinación óptima de ambos. Se realiza en laboratorio donde se utilizan distintos ensayos para caracterizar cada mezcla. Se trata de simular la fabricación real, la construcción y el funcionamiento de la MBC, con lo que se puede predecir (con un grado de certeza razonable) qué mezcla es la mejor para el uso particular al que va a ser destinada.

Al ser una simulación, el diseño de la mezcla tiene limitaciones. Las correlaciones actualmente usadas entre el comportamiento de las MBC fabricadas en laboratorio y las fabricadas en obra son empíricas y extremadamente groseras (por ejemplo, dividir las categorías del tráfico en sólo tres tipos: altas, medias y bajas). Sin embargo, a pesar de estas limitaciones, los procedimientos de diseño de la mezcla pueden proporcionar una simulación rentable y razonablemente exacta que sea útil para el diseño de la misma.

Todas las MBC utilizadas en la presente Tesis se diseñaron con el *método Marshall*. Los conceptos básicos de este método de diseño fueron desarrollados hacia 1939 por Bruce Marshall del Departamento de Carreteras de Mississippi y perfeccionados después por el ejército americano durante la Segunda Guerra Mundial. Actualmente, el método Marshall es uno de los más extendidos a nivel mundial.

El método Marshall original es aplicable únicamente a mezclas asfálticas en caliente para pavimentación de viales que contengan áridos con un tamaño máximo de 25 mm. Posteriormente se desarrolló el *método Marshall modificado* para áridos con un tamaño máximo de 38 mm.

El método Marshall está pensado tanto para el diseño en laboratorio como para el control en obra de mezclas asfálticas en caliente de tipo cerrado. Se fabrican, con distintos porcentajes de betún, probetas cilíndricas estándar de 63.5 mm de longitud y de 101.6 mm de diámetro, que se

preparan mediante un procedimiento específico para calentar, combinar y compactar mezclas de betún y árido contemplado en las normas ASTM D1559 (ASTM, 2006), UNE-EN 12697-34 *Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para MBC. Parte 34: Ensayo Marshall* (AENOR, 2011) y NLT-159 *Resistencia a la deformación plástica de mezclas bituminosas empleando el aparato Marshall* (CEDEX, 1992-2000).



Fig. 3.9. Prensa para el ensayo Marshall.

Una vez fabricadas las probetas se determina su densidad relativa aparente (d_{RA}) mediante una balanza hidrostática (la masa de un material dividido entre el volumen de su envolvente) y utilizando los pesos específicos de los materiales que componen la mezcla se calcula:

- $\%H$: Porcentaje de huecos en la MBC calculado sobre el volumen aparente de la MBC compactada (los huecos en una MBC son la diferencia entre el volumen aparente de la MBC compactada y el volumen teórico ocupado por el betún y los áridos compactados). El porcentaje de huecos en la MBC es:

$$\%H = \left(1 - \frac{d_p}{d_{máx}}\right) 100 \quad (3.1)$$

donde d_p es la densidad relativa aparente de la MBC compactada y $d_{m\acute{a}x}$ la densidad máxima teórica de la MBC, que es la que se obtendría si al compactar una MBC no existieran huecos, y que se calcula:

$$d_{m\acute{a}x} = \frac{100}{(T_1 / D_1) + (T_2 / D_2) + \dots + (T_b / D_b)} \quad (3.2)$$

siendo T_1, T_2, \dots, T_b los porcentajes respecto al total de la MBC de cada uno de sus componentes (las diferentes fracciones de áridos, el *filler* y el betún) y d_1, d_2, \dots, d_b sus correspondientes densidades relativas aparentes (d_{RA}).

La d_{RA} es la relación, a una temperatura especificada, entre la masa en el aire de un volumen dado de un material permeable (volumen aparente, incluyendo los huecos accesibles y no accesibles) y la masa, a la misma temperatura, de un volumen igual de agua destilada:

$$d_{RA} = \frac{m_{seca,aire}}{m_{saturada,aire} + m_{saturada,agua}} \quad (3.3)$$

siendo $m_{seca,aire}$ la masa de la muestra seca, pesada en el aire, $m_{saturada,aire}$ la masa de la muestra saturada con la superficie seca, pesada en aire y $m_{saturada,agua}$ la masa de la muestra saturada pesada en agua.

- **%HA:** Porcentaje de huecos en áridos compactados calculado sobre el volumen sobre áridos. Los huecos en los áridos compactados son la diferencia entre el volumen aparente de la MBC compactada y el volumen teórico ocupado por los áridos compactados en dicha mezcla.

$$\%HA = \left(1 - \frac{100 - T_b}{100} \frac{d_p}{d_a} \right) 100 \quad (3.4)$$

donde T_b es el porcentaje de ligante calculado sobre el total de la MBC y d_a la densidad relativa de la mezcla de áridos.

- %HR: porcentaje del volumen total de huecos en los áridos rellenos por ligante.

$$\%HR = \left(1 - \frac{\%H}{\%HA}\right) 100 \quad (3.5)$$

Posteriormente las probetas a 60°C se someten al ensayo Marshall, que consiste en la aplicación de una mordaza perimetral sobre la probeta (Fig. 3.9), que se desplaza a una velocidad constante de 50.8 mm/min.

Con este ensayo se obtiene la carga de rotura o estabilidad Marshall y el acortamiento diametral hasta rotura o deformación Marshall. Se construyen una serie de gráficas representando variables (tales como la densidad, la estabilidad Marshall, la deformación Marshall, el porcentaje de huecos en la MBC, el porcentaje de huecos en áridos, etc.) en función del contenido de betún, con las que se obtiene el contenido óptimo en la MBC.

Para la elección del contenido óptimo de betún en la MBC en primer lugar se construye la curva de porcentaje de huecos en áridos compactados-porcentaje de betún y se elige como rango probable de contenido óptimo al que cumpla que el porcentaje de huecos en áridos compactados en la curva se encuentra por encima del especificado en los criterios de dosificación Marshall y en la rama ascendente de la curva (si no se cumple hay que modificar la curva granulométrica de la MBC). Posteriormente, con ayuda de la curva porcentaje de huecos en la MBC-betún se obtiene un rango de porcentajes de betún, escogiéndose el que más se aproxima a la relación ponderal *filler*/betún recomendada. Para ver si puede considerarse como porcentaje óptimo de betún se comprueba con el resto de las curvas que la estabilidad y la deformación Marshall están dentro de un rango de valores aceptables.

Es habitual confirmar los resultados obtenidos con el ensayo Marshall mediante el *ensayo de resistencia a compresión simple de mezclas bituminosas*, ERCS y el *ensayo de acción del agua sobre la cohesión de las mezclas bituminosas compactadas (ensayo de inmersión-compresión)*, NLT-161 y NLT-162 (CEDEX, 1992-2000), de forma que se fabrican probetas con el porcentaje de ligante óptimo obtenido con el método Marshall y se ensayan mediante el ERCS,

comparándose la resistencia de probetas sumergidas en agua con las de probetas que no han sido sumergidas, de acuerdo al ensayo de inmersión-compresión.

También se utilizan para confirmar los resultados del ensayo Marshall otros ensayos, como son el ensayo para la determinación de la *resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio NLT-173* (CEDEX, 1992-2000), en el que se busca determinar la resistencia a la deformación plástica de la MBC simulando el tráfico real mediante la acción de una rueda maciza de goma sobre una probeta prismática de $300 \times 300 \times 50$ mm dispuesta en un carretón que proporciona un movimiento de vaivén.

En la modificación del PG-3 realizada por la Orden Circular 24/2008 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008) se sustituyó el ensayo Marshall por el ensayo de pista en laboratorio, *métodos de ensayo para mezclas bituminosas en caliente, parte 22: ensayos de rodadura*, UNE-EN 12697-22 (AENOR, 2011), utilizando el dispositivo pequeño en aire a una temperatura de 60°C y con una duración de 10000 ciclos.

Según los artículos 542 y 543 del PG-3 en la redacción dada por la Orden FOM/891/2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), los criterios de dosificación empleando el aparato Marshall para una MBC colocada en capa de rodadura en una carretera con categoría de tráfico pesado T0, son los especificados en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10. Criterios de dosificación Marshall para las MBC.

MBC	AC16SurfS B50/70	BBTM11A PMB45/80-60
Artículo PG-3	542	543
Granulometría	S12	F10
Golpes por cara para compactación	75	50
Estabilidad Marshall (kN)	>15	>7.5
Deformación Marshall (mm)	2-3	-
Huecos en MBC (%) en capa de rodadura	4-6	> 4
Huecos en áridos (%)	≥ 15	-
Relación ponderal recomendada <i>filler</i> /betún	1.3	1.2 a 1.6

Existe una gran dependencia entre la relación ponderal del *filler*/betún y la proporción de ligante óptimo, por lo que se utilizó la relación ponderal entre *filler* y el betún recomendable según el artículo 542 del PG-3 en la redacción dada por la Orden FOM/891/2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), que fue de 1.3 para las MBC estudiadas en la presente Tesis: capa de rodadura y zona estival templada de acuerdo a la delimitación de las *zonas térmicas estivales* en España reflejada por la norma 6.3 IC, MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a), aunque en la actualización del PG-3 del año 2008 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008) la relación ponderal *filler*/betún disminuye una décima hasta 1.2 en el caso de la MBC S12 (AC16SurfS-B50/70) y del rango 1.3-1.7 al rango 1.2-1.6 en el caso de la MBC F10 (BBTM11A PMB 45/80-60).

2.3.1. MBC fabricada en 2005 y en 2006

La dosificación en laboratorio se realizó mediante la evaluación de la resistencia a la deformación plástica de las MBC empleando el aparato Marshall. Para ello se fabricaron tres series de tres probetas cada una de MBC tipo AC16SurfS-B50/70, con distintas dotaciones de betún. La fabricación se realizó empleando la técnica descrita en la norma NLT-159 (CEDEX, 1992-2000) y para su compactación se utilizaron 75 golpes por cara, de acuerdo a lo especificado en el artículo 542 del PG-3, en la redacción dada por la Orden FOM/891/2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004).

En la Tabla 3.11 se muestran las medias aritméticas de los resultados obtenidos con los ensayos de resistencia a la deformación plástica de las MBC empleando el aparato Marshall siguiendo la NLT-159 (CEDEX, 1992-2000), así como de las medidas de las densidades y de los huecos de las probetas de MBC fabricadas según NLT-168 (CEDEX, 1992-2000).

Tabla 3.11. Series de probetas fabricadas para la dosificación Marshall (AC16SurfS-B50/70, año 2006).

Serie		A	B	C
Dotación betún	%Betún s/MBC ⁽¹⁾	4.5	5.0	5.5
	%Betún s/áridos ⁽²⁾	4.7	5.3	5.8
Densidad	Áridos	2.68	2.68	2.68
	MBC	2.30	2.33	2.36
Ensayo Marshall	Estabilidad	14.6	14.5	15.1
	Deformación	3.0	2.9	3.5
Huecos	Mezcla	8.0	6.1	4.2
	Áridos	18.0	17.4	16.8
	Rellenos	55.7	64.8	75.0

%Betún s/MBC ⁽¹⁾ es el porcentaje de betún calculado sobre el total de la MBC.

%Betún s/áridos ⁽²⁾ es el porcentaje de betún calculado sobre el total de áridos de la MBC.

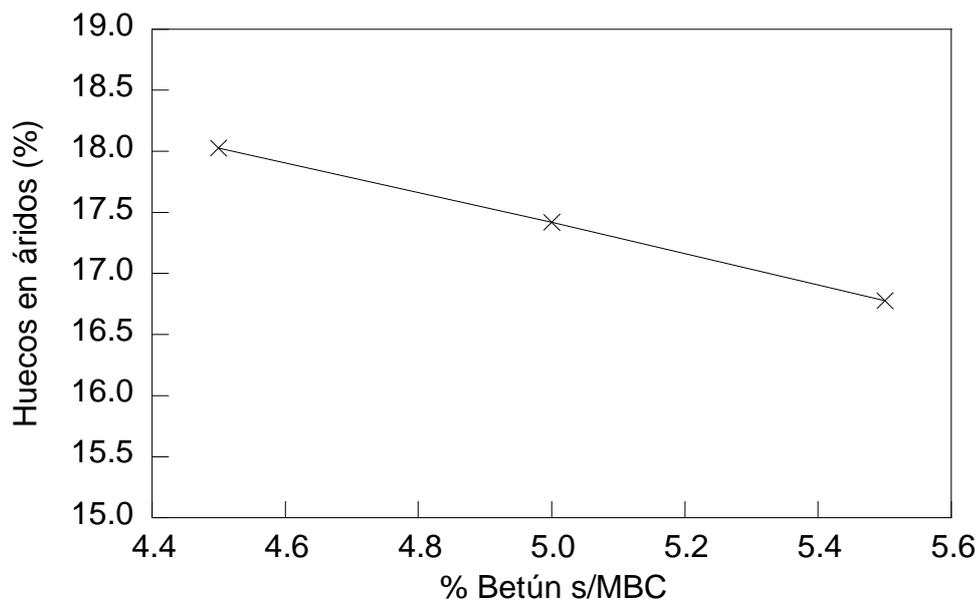


Fig. 3.10. Porcentaje de huecos en los áridos vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2006).

El porcentaje de huecos en áridos debe estar por encima del 15%, lo cual se cumplió para este caso (Fig. 3.10), por lo que a continuación se calculó el rango de porcentajes de betún que cumplían las especificaciones de huecos sobre MBC (Fig. 3.11).

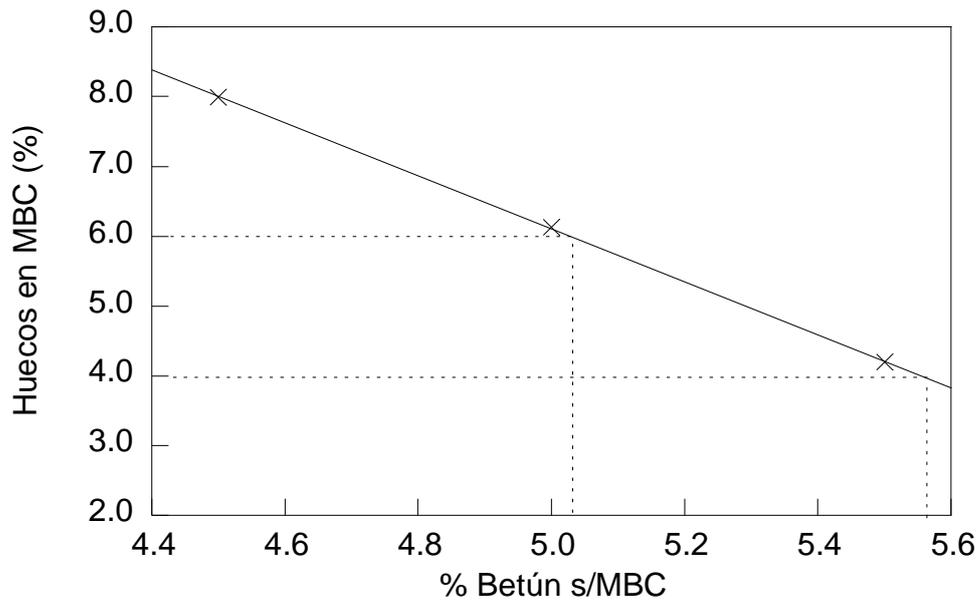


Fig. 3.11. Porcentaje de huecos en la MBC vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2006).

Se comprobó que en todo el rango de porcentaje de betún la relación *filler*/betún se encontraba por debajo de la recomendada, lo que significa estar del lado de la seguridad en cuanto a la posible formación de roderas. Para el cumplimiento del criterio de estabilidad Marshall (> 15 kN) el porcentaje de betún sobre la MBC debía ser aproximadamente de 5.4% (Fig. 3.12), porcentaje que se encontraba incluido dentro del rango anteriormente calculado. En la Fig. 3.13 se comprueba que con el porcentaje elegido se cumplía la deformación Marshall (debe estar entre 2 y 3.5 mm)

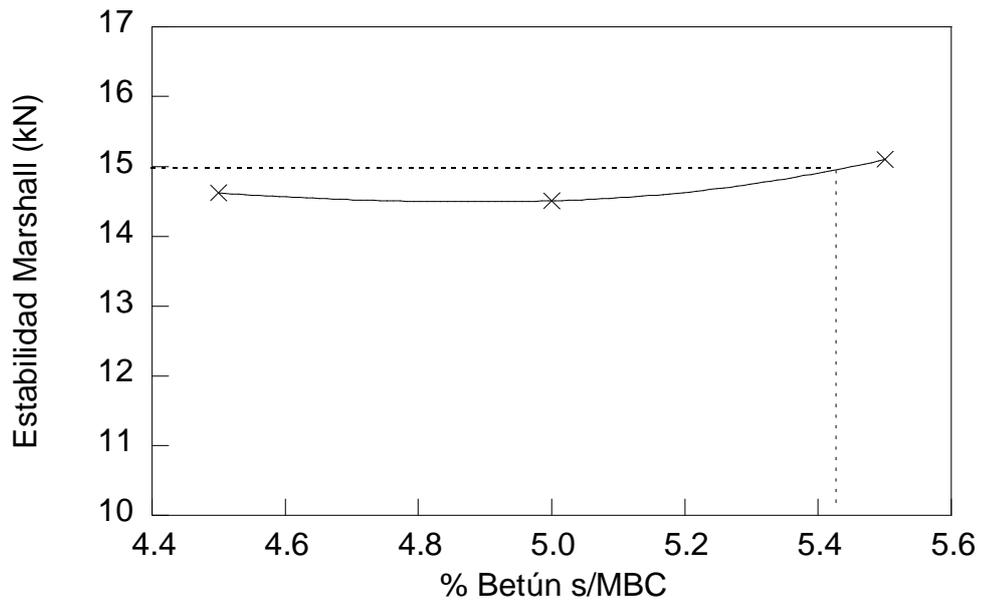


Fig. 3.12. Estabilidad Marshall vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2006).

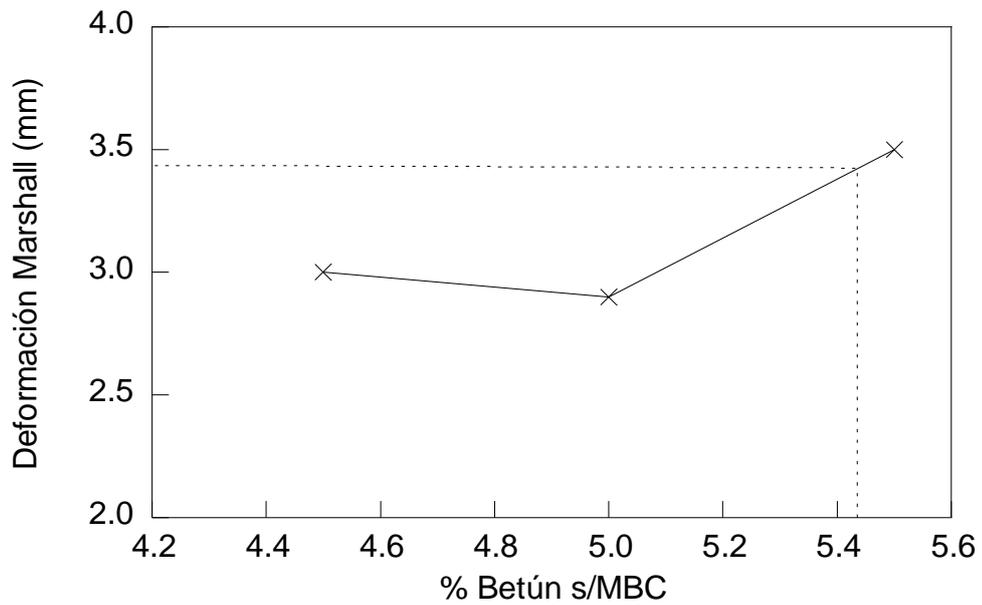


Fig. 3.13. Deformación Marshall vs. porcentaje de betún sobre la MBC. (AC16SurfS-B50/70, año 2006).

Por último se calculó la densidad relativa aparente teórica de la MBC diseñada (Fig. 3.14).

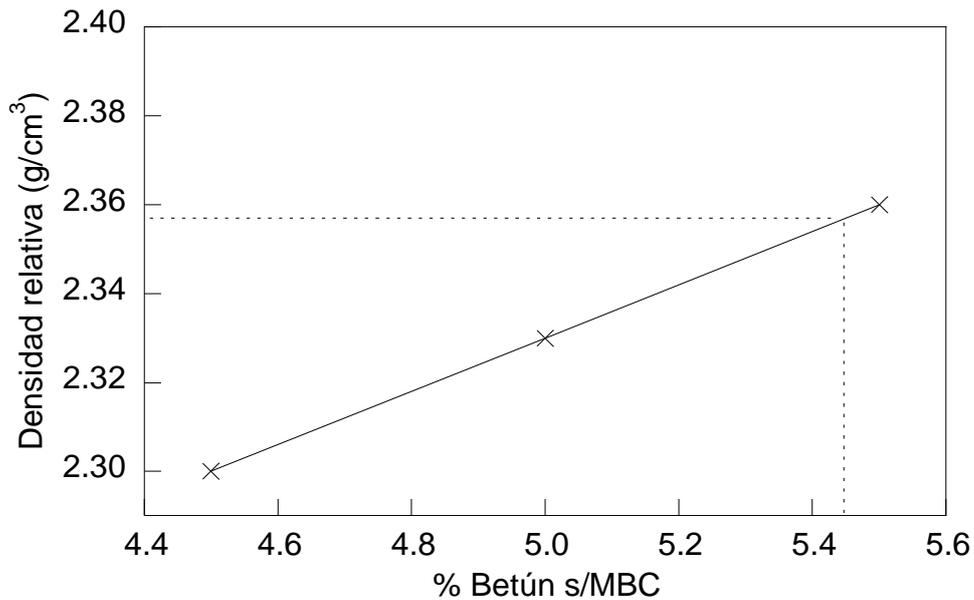


Fig. 3.14. Densidad relativa aparente de la MBC vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2006).

2.3.2. MBC fabricadas en 2010 y en 2011

Se estudiaron dos tipos de MBC fabricadas entre los años 2010 y 2011: los hormigones bituminosos tipo AC16SurfS-B50/70 y las MBC para capas delgadas de granulometría discontinua tipo BBTM11A PMB 45/80-60.

(i) MBC tipo AC16SurfS-B50/70

La dosificación en laboratorio se realizó mediante la evaluación de la resistencia a la deformación plástica de MBC empleando el aparato Marshall. Para ello se fabricaron cuatro series de tres probetas cada una de MBC tipo AC16SurfS-B50/70, con distintas dotaciones de betún. La fabricación se realizó empleando la técnica descrita en la norma NLT-159 (CEDEX, 1992-2000) y para su compactación se utilizaron 75 golpes por cara, de acuerdo a lo especificado en el artículo 542 del PG-3 en la redacción dada por la Orden FOM/891/2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004).

Las medias aritméticas de los resultados de los ensayos de resistencia a la deformación plástica de MBC empleando el aparato Marshall, NLT-159 (CEDEX, 1992-2000), así como la medida de las densidades y de los huecos de las probetas de MBC fabricadas según NLT-168 (CEDEX, 1992-2000) se reflejan en la Tabla 3.12.

Tabla 3.12. Series de probetas fabricadas para la dosificación Marshall (AC16SurfS-B50/70, año 2010).

Serie		A	B	C	D	
Dotación betún	%Betún s/mezcla	%	4.0	4.5	5.0	5.5
	%Betún s/áridos	%	4.2	4.7	5.3	5.8
Densidad	Áridos	g/cm ³	2.66	2.66	2.66	2.66
	MBC	g/cm ³	2.30	2.33	2.36	2.38
Ensayo Marshall	Estabilidad	kN	14.3	15.1	15.5	15.0
	Deformación	mm	2.6	2.8	3.0	3.2
Huecos	Mezcla	%	8.3	6.2	4.3	2.8
	Áridos	%	17.2	16.4	15.8	15.5
	Rellenos	%	51.8	62.2	72.6	82.0

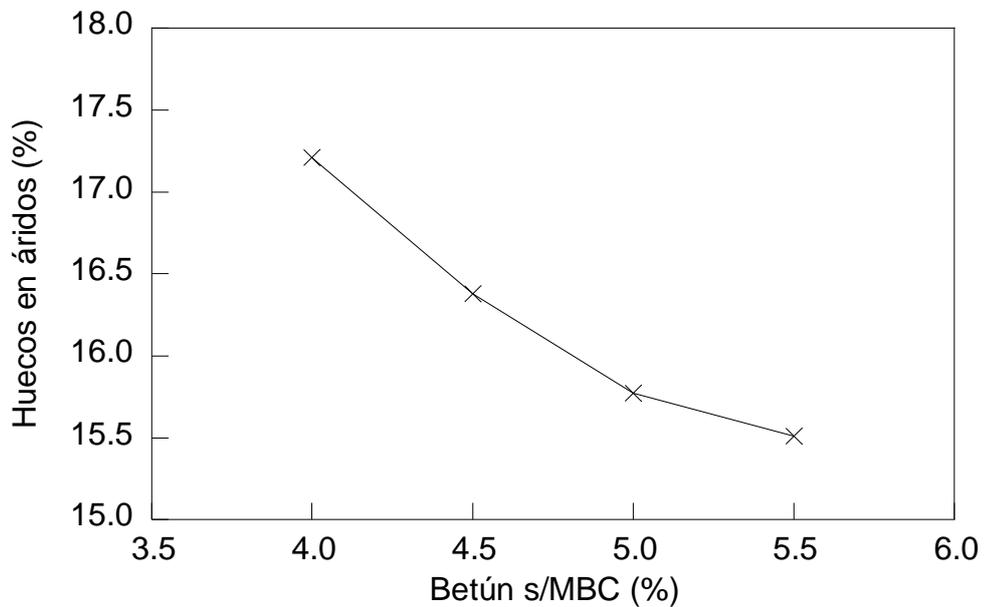


Fig. 3.15. Porcentaje de huecos en los áridos vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2010).

El porcentaje de huecos en áridos debe estar por encima del 15%, lo cual se cumplió para este caso (Fig. 3.15), por lo que a continuación se calculó el rango de porcentajes de betún (Fig. 3.16). Como el porcentaje de huecos en la MBC compactada deben estar comprendido en el rango 4-6 %, el rango de porcentajes de betún obtenido es aproximadamente 4.6-4.9%.

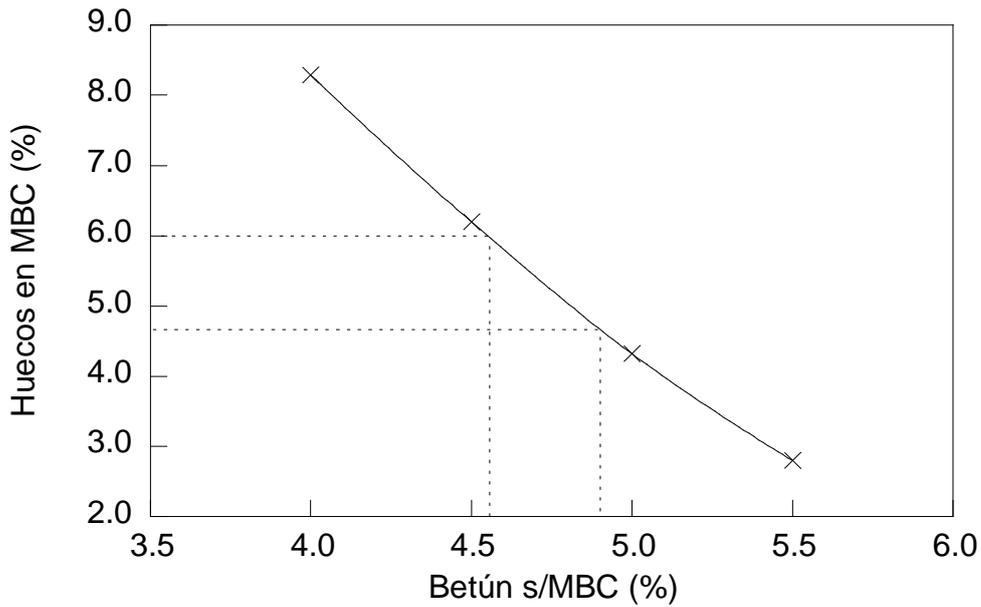


Fig. 3.16. Porcentaje de huecos en la MBC vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2010).

A continuación se comprobó que en todo el rango de porcentaje de betún la relación *filler*/betún se encontraba por debajo de la recomendada, lo que significaba estar del lado de la seguridad en cuanto a la posible formación de roderas.

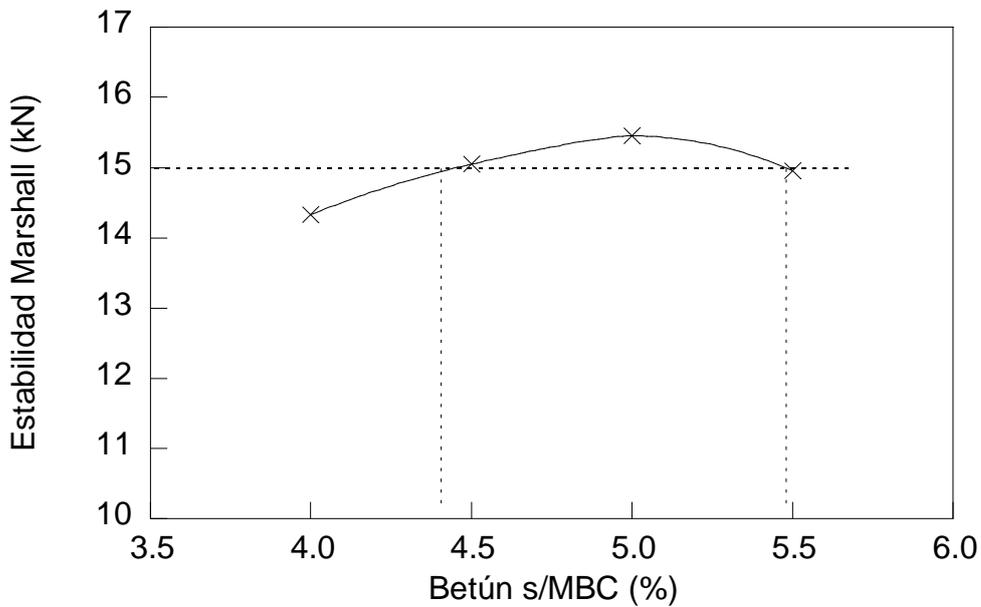


Fig. 3.17. Estabilidad Marshall vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2010).

Para el cumplimiento del criterio de estabilidad Marshall (> 15 kN) el porcentaje betún sobre la MBC debía estar comprendido, según la gráfica (Fig. 3.17), entre el 4,45 y 5,45 %. Este resultado se puede obtener también algebraicamente ajustando una curva a los datos obtenidos e igualando a la estabilidad mínima permitida según norma. De esta forma, para el presente caso se obtiene una curva de ajuste:

$$-1.210x^2 + 11.953x - 14.151 = 15 \quad (3.6)$$

cuyas soluciones son 4.38 y 5.49, por lo que todo el rango de porcentajes de betún cumple el criterio de estabilidad Marshall. Sin embargo, no todo el rango de porcentajes de betún s/MBC que cumplen la estabilidad Marshall (> 15 kN) cumplen la deformación Marshall (debe estar comprendida entre 2 y 3 mm), por lo que el rango de porcentajes de betún queda reducido en este caso a 4.9-5.0% (Fig. 3.18).

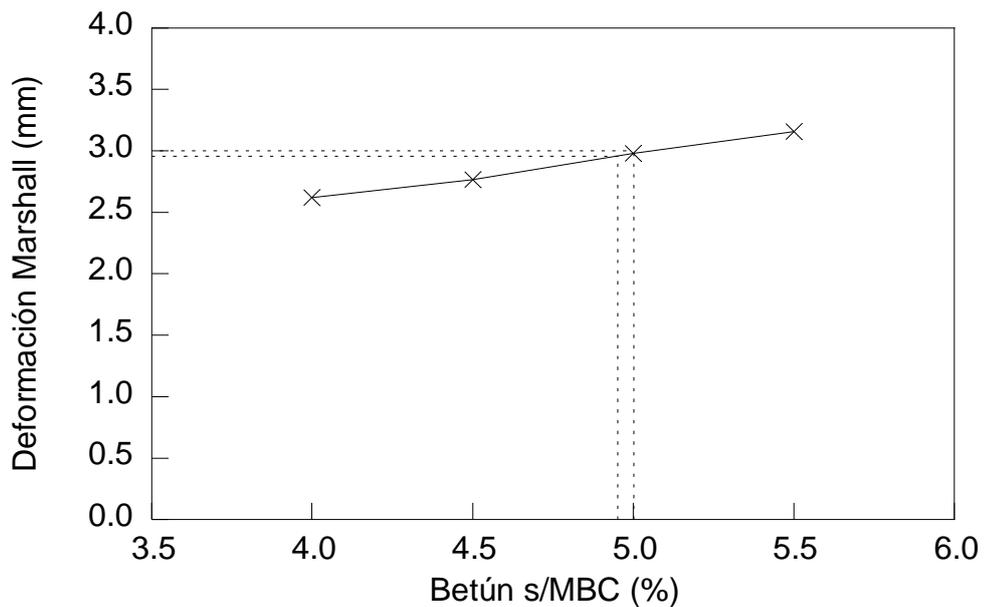


Fig. 3.18. Deformación Marshall vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2010).

El porcentaje de betún elegido es el que presenta menor deformación Marshall, el 4.9% de betún medido sobre el total de la MBC. Por último se calcula la densidad relativa aparente teórica de la MBC diseñada (Fig. 3.19).

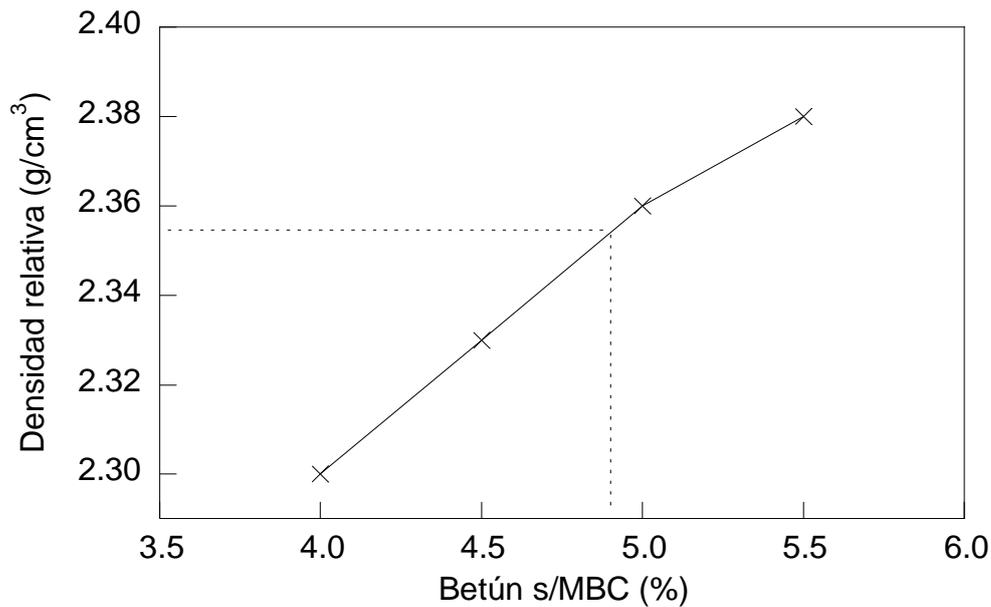


Fig. 3.19. Densidad relativa aparente de la MBC vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2010).

(ii) MBC tipo BBTM11A PMB 45/80-60

La dosificación en laboratorio se realizó mediante la evaluación de la resistencia a la deformación plástica de MBC empleando el aparato Marshall. Para ello se fabricaron cuatro series de tres probetas cada una de MBC tipo BBTM11A PMB 45/80-60, con distintas dotaciones de betún.

La fabricación se realizó empleando la técnica descrita en la norma NLT-159 (CEDEX, 1992-2000) y para su compactación se utilizaron 50 golpes por cara, de acuerdo a lo especificado en el artículo 543 del PG-3, en la redacción dada por la Orden FOM/891/2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004). Las medias aritméticas de los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a la deformación plástica de las MBC empleando el aparato Marshall, NLT-159 (CEDEX, 1992-2000), así como de las densidades y de los huecos de las probetas de MBC según la norma NLT-168, *densidad y huecos de mezclas bituminosas compactadas* (CEDEX, 1992-2000), se reflejan en la Tabla 3.13 para cada una de las series de probetas fabricadas para el cálculo de la dosificación Marshall.

Tabla 3.13. Series de probetas fabricadas para la dosificación Marshall (BBTM11A PMB 45/80-60, año 2010).

Serie			A	B	C	D
Dotación betún	%Betún s/mezcla	%	4.8	5.2	5.7	6.1
	%Betún s/áridos	%	5.0	5.5	6.0	6.5
Densidad	Áridos	g/cm ³	2.74	2.74	2.74	2.74
	MBC	g/cm ³	2.30	2.33	2.35	2.36
Ensayo Marshall	Estabilidad	kN	10.1	11.9	9.6	8.0
Huecos	Mezcla	%	9.5	7.5	6.1	4.9
	Áridos	%	20.1	19.3	19.0	18.9
	Rellenos	%	52.7	61.0	68.1	74.2

Tal y como se desprende de las Figs. 3.20 y 3.21 todas las dotaciones de betún ensayadas cumplen el porcentaje de huecos en la MBC (>4%) y el criterio de estabilidad Marshall (>7.5 kN).

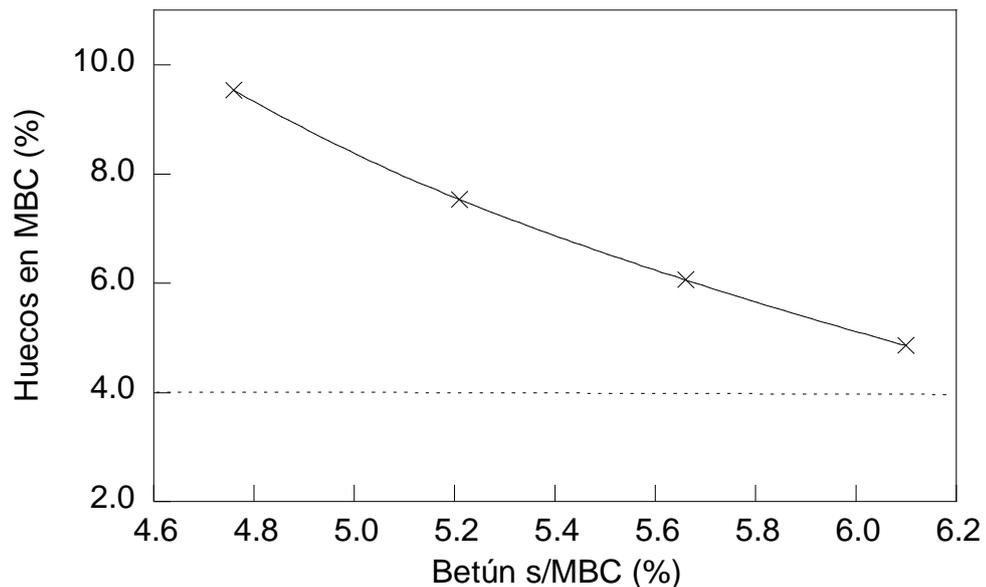


Fig. 3.20. Porcentaje de huecos en la MBC vs. porcentaje de betún sobre la MBC (BBTM11A PMB 45/80-60, año 2010).

La relación *filler*/betún en el caso de MBC tipo F debe estar comprendido entre 1.3 y 1.7 por lo que se elige como porcentaje de betún óptimo 5.8: $(8.0 \cdot 100 / (100 - 5.8)) / 5.8 = 1.46$. Por último se comprueba la densidad relativa aparente de la MBC (Fig. 3.22).

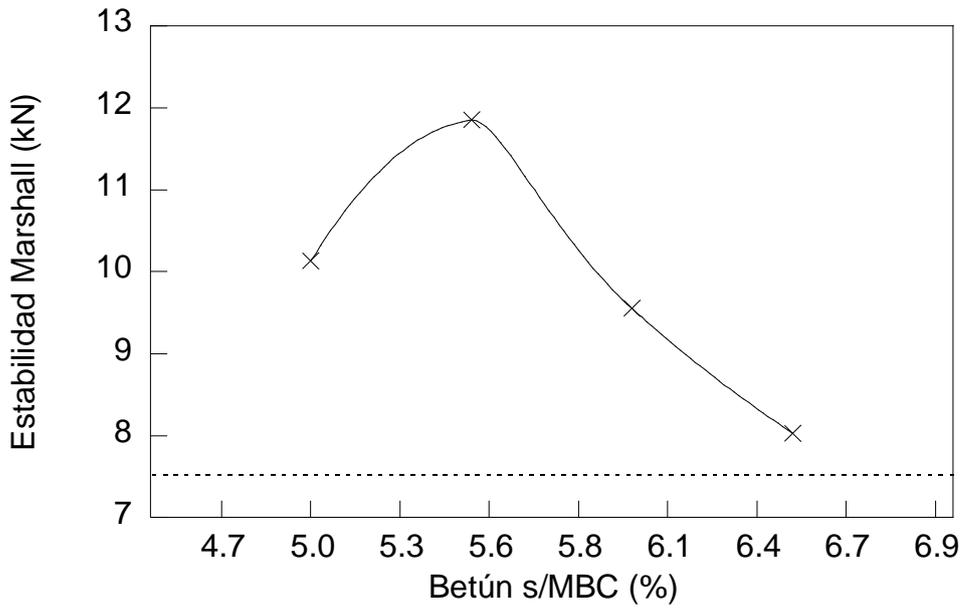


Fig. 3.21. Estabilidad Marshall vs. porcentaje betún sobre la MBC (BBTM11A PMB 45/80-60. año 2010).

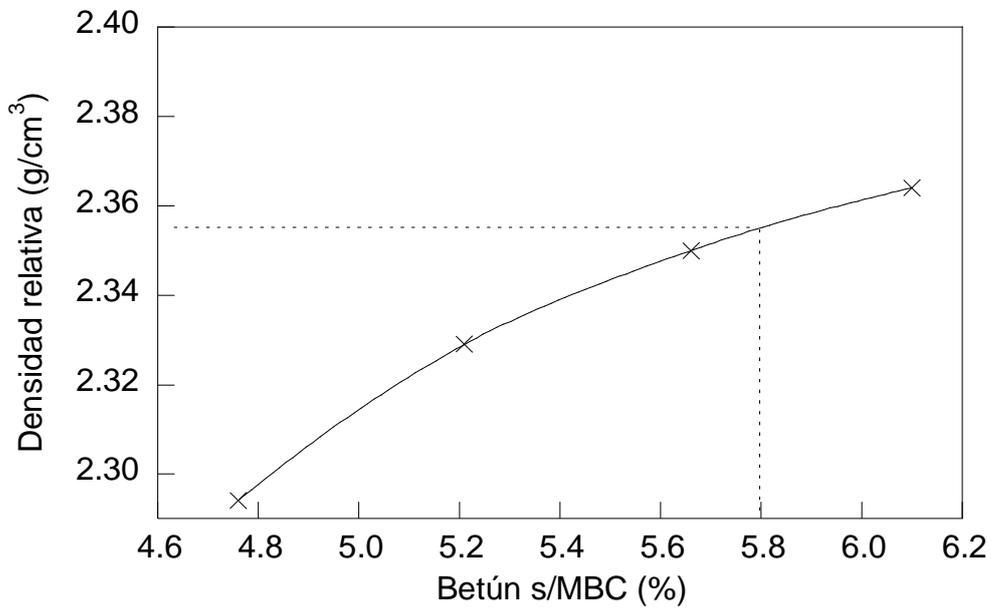


Fig. 3.22. Densidad relativa aparente en la MBC vs. porcentaje de betún sobre la MBC (AC16SurfS-B50/70, año 2010).

2.4. Fabricación

La fabricación de las MBC estudiadas en la presente Tesis Doctoral se realizó en dos plantas asfálticas de tipo discontinuo. Ambas plantas estaban situadas en las inmediaciones de las obras a ejecutar, lo que facilitó la puesta en obra y evitó el excesivo enfriamiento de las MBC que pudiera haberse producido si los tiempos de transporte hasta la obra hubiesen sido dilatados.

2.4.1. MBC fabricadas en 2005 y en 2006

La planta de fabricación fue de tipo discontinuo (dosificación por amasadas), marca Marini del año 92 y una producción de 120 t/h, con cinco tolvas: 2 de arena de tamaño 0/6, 2 de gravilla de tamaño 6/12 y 1 de grava de tamaño 12/20.

Como características principales de la fabricación de la MBC se puede destacar que el tiempo de envuelta de los componentes fue de 25 s por tongada, la temperatura del betún es de 160°C, la temperatura de los áridos de 170-175°C y se utilizaron cribas de 20, 14, 7 y 4 mm.

2.4.2. MBC fabricadas en 2010 y en 2011

La planta de fabricación fue de tipo discontinuo (dosificación por amasadas), marca Intrame UM-260, perteneciente a la gama de plantas ultramóviles para su traslado a pie de obra, con una producción nominal de 260 t/h (máxima de 300 t/h) y 5 tolvas: 2 de arena de tamaño 0/6, 2 de gravilla de tamaño 6/12 y 1 de grava de tamaño 12/20 (Fig. 3.23).



Fig. 3.23. Planta de fabricación de MBC.

Como características principales de la fabricación de la mezcla se puede destacar que el tiempo de envuelta de los componentes fue de 30 s por tongada, la temperatura del betún de 145-150°C, la temperatura de los áridos es de 155-170°C y se utilizaron 6 cribas: 2 de 20 mm, 2 de 12 mm y 2 de 6 mm.

2.5. Puesta en obra

Las MBC deben tener una buena trabajabilidad para favorecer su puesta en obra, lo que se relaciona con:

- Textura, forma y tamaño de los áridos. Las partículas planas, alargadas o angulares tienden a dificultar el deslizamiento entre ellas, por lo que su colocación y puesta en obra es más difícil.
- Huso granulométrico. Los áridos con exceso de finos pueden dar mezclas blandas.
- Contenido de betún. Un bajo contenido en la mezcla produce una baja trabajabilidad de la misma y un alto contenido aumenta su deformabilidad, por lo que hay que llegar a un óptimo.
- Viscosidad de la MBC a la temperatura de extendido. Si a la temperatura de fabricación y puesta en obra de la MBC la viscosidad es demasiado alta su trabajabilidad será baja, por lo que será difícil de compactar y el producto final no alcanzará las propiedades adecuadas.

El objetivo final del diseño de una MBC es desarrollar un procedimiento relativamente simple, con una cantidad mínima de ensayos y muestras, que permita obtener una mezcla con buenas características. El resultado final de un diseño es la fórmula de trabajo, en la que se definen los materiales más adecuados, sus especificaciones y sus rangos de tolerancia.

2.5.1. MBC fabricadas en 2005 y en 2006

El transporte se realizó con ayuda de camiones con bañera basculante y siempre a distancias inferiores a 25 km, para evitar el enfriamiento de la mezcla antes de su extendido.

La extensión de la mezcla (Fig. 3.24) se realizó mediante extendedora marca Deutz Titan (montada sobre orugas, modelo 325) que trabaja a carril completo, precompactando la MBC con el *tamper* o pisón vertical y extendiéndola uniformemente con ayuda de la viga maestra.

La compactación se realizó en primer lugar con un rodillo liso marca Lebrero, modelo VTA 90, de peso 9 t, y posteriormente con un rodillo de neumáticos marca ABG-PT 240 R, compuesto por 9 ruedas hinchadas a una presión de 6 kg/cm^2 , lastrado a 18 t y con el que se realizaron 6 o 7 pasadas dobles.



Fig. 3.24. Extendido de MBC, año 2006.

2.5.2. MBC fabricadas en 2010 y en 2011

El transporte se realizó con ayuda de camiones con bañera basculante a distancias no superiores a 75 km, a los que se proveyó de lona en el basculante para evitar el enfriamiento de la mezcla antes de su extendido.

La extensión de la mezcla se realizó mediante extendedora marca Deutz Titan (modelo 7820, montada sobre orugas) que trabaja a carril completo e incluso dos carriles (en el caso de calzadas donde hay tres), precompactando la MBC con el *tamper* o pisón vertical y extendiéndola uniformemente con ayuda de la viga maestra.

La compactación se realiza en primer lugar con un rodillo liso marca BOMAG, modelo BW161AD, de peso 11 t, y posteriormente con un rodillo de neumáticos marca BOMAG B20R, compuesto por 9 ruedas hinchadas a una presión de 8 kg/cm^2 , lastrado a 20 t y con el que se realizaron 6 o 7 pasadas dobles. En el caso de las MBC con betún modificado se utilizó

únicamente rodillo liso, debido a los problemas de trabajabilidad que ocasiona la alta adherencia de las MBC fabricadas con dicho betún.

2.6. El nuevo PG-3 y el mercado CE

El 31 de julio de 2008 entró en vigor la Orden Circular 24/2008 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008) que recoge los artículos de MBC del PG-3. La revisión de dichos artículos se llevó a cabo esencialmente para adaptarlos a las normas europeas armonizadas de MBC que se adoptaron recientemente.

Esta adaptación supuso fundamentalmente un cambio de nomenclatura, así como la evaluación de ciertas propiedades mediante ensayos distintos a los que se venían aplicando en España. Por tanto, se tuvieron que establecer nuevas prescripciones respecto a dichos ensayos. Los métodos de ensayo que supusieron un mayor cambio con respecto a los que se usaban previamente fueron el de sensibilidad al agua y el de resistencia frente a las deformaciones plásticas. Las principales modificaciones producidas fueron:

- Mejora de la calidad de los áridos para capas de rodadura y prescripción de empleo de betunes modificados en las mismas hasta la categoría de tráfico T2 en autovías.
- Posibilidad de modificar los betunes de las MBC mediante la adición de polvo de caucho procedente de neumáticos fuera de uso.
- Se permite el uso de mezclas de alto módulo en capa intermedia en determinadas condiciones.
- Algunas de las prescripciones tradicionales desaparecieron: en mezclas tipo AC se suprimió la estabilidad y deformación Marshall y en mezclas discontinuas tipo M se suprimió el ensayo de abrasión, mientras que se modernizaron otros tales como la evaluación de la sensibilidad al agua y la resistencia frente a deformaciones permanentes de las MBC, mediante la sustitución del tradicional ensayo de inmersión-compresión por el nuevo de resistencia conservada en ensayo a tracción indirecta tras inmersión.
- Se obligó al empleo de un equipo de transferencia delante de la máquina extendedora para determinadas categorías de tráfico pesado u obras que afecten a más de 70000 m².
- Se posibilitó añadir mejoras económicas en los proyectos, premiando tanto el empleo de áridos de especificaciones superiores a las establecidas en capas de rodadura como la mejora de la calidad de la regularidad superficial, *IRI*.

- Para mezclas discontinuas, drenantes y tipo AC con áridos de peso específico superior a 3 g/cm^3 se permitió realizar la medición y abono por metro cuadrado de superficie de MBC colocada, en vez de por toneladas.

En el año 2015 fue aprobada la orden FOM/2523/2014 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b), con motivo básicamente de adecuar los cambios introducidos por la Orden Circular 24/2008 en diversos artículos del PG-3 al rango legal y normativo adecuado (Orden Ministerial). Esta Orden Ministerial no ha supuesto un cambio notable en el contenido y filosofía de los artículos que regulan las MBC, aunque se han incluido algunas novedades como la utilización de mezclas bituminosas templadas, el reciclado de firmes con altas tasas de recuperación de áridos procedentes de reciclado y el uso de un nuevo ensayo de corte para evaluar la adherencia entre las distintas capas que forman el paquete de mezclas bituminosas del firme. No hay que olvidar que el objetivo de esta revisión ha sido mantener las mismas mezclas que se venían usando en España y sobre las que se tiene una amplia experiencia, pero aplicando nuevas nomenclaturas y midiendo las propiedades con nuevos ensayos, todo ello derivado de la adaptación a las normas europeas armonizadas.

De acuerdo a la Directiva Europea 89/106/CEE (CONSEJO EUROPEO, 1989) para la libre circulación de los productos de construcción, adaptada por el RD 1630/92 (JEFATURA DEL ESTADO, 1993) y actualizada por el Reglamento 305/2011 de la Unión Europea de Productos de Construcción (PARLAMENTO EUROPEO Y CONSEJO, 2011), desde el 1 de marzo de 2008 las MBC deben poseer el marcado CE. Hasta entonces, en España el diseño y control de calidad de las MBC se regía por el Pliego de prescripciones generales para obras de carreteras PG-3, según los artículos 542 y 543 modificados en el 2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), siendo las normas de ensayo las NLT-(CEDEX, 1992-2000).

El mercado CE exige que las MBC sean diseñadas conforme a la serie normativa UNE-EN 13108 (AENOR, 2011) y que el fabricante lleve a cabo en planta un control de producción. Los ensayos han de realizarse según lo indicado en las normas UNE-EN 12697 (AENOR, 2011).

El mercado CE implica importantes diferencias con lo establecido anteriormente en el PG-3 2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), pliego que por otra parte recoge la obligatoriedad del cumplimiento de la citada Directiva Europea. La Unión Europea obliga a los países miembros a

que adapten sus legislaciones a las Directivas, y a que en caso de litigio prevalezca la normativa europea sobre la nacional.

Así, el Ministerio de Fomento realizó la modificación de los artículos sobre MBC (542 y 543) del PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008). En el PG-3 del año 2008, el diseño y control de las MBC se ajusta a las series normativas UNE-EN mencionadas para el mercado CE. Cabe reseñar que en la orden FOM/2523/2014 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b), por la que se actualizan estos dos artículos del PG-3 (entre otros), se ha mantenido el mismo criterio.

Todo ello ha establecido un escenario complicado para los técnicos que interviene en las obras de pavimentación, la administración, los proyectistas, las direcciones de obras, los laboratorios, los fabricantes, etc., pues:

- Los fabricantes han de diseñar según las normas europeas armonizadas UNE-EN (AENOR, 2011).
- Las especificaciones nacionales para los ensayos definidos en estas normas se recogen en el PG-3 2008 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).
- Las prescripciones de las obras recientemente terminadas, e incluso algunas en ejecución eran todavía las del PG-3 2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004) debido a que la aprobación del proyecto y la firma del contrato de obras eran anteriores a la aprobación de las especificaciones del PG-3 2008 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008).

3. CARRETERA DONDE SE UTILIZARON LAS MBC

3.1. Firme

Una vez evaluadas las diferentes carreteras se escogió la autovía de las Rías Bajas (A-52) en la zona situada entre los puertos de montaña de Padornelo y de La Canda (Figs. 3.25 y 3.26), que discurre entre los puntos kilométricos PK 91+465 al PK 112+500.

La A-52 está constituida por dos calzadas con dos carriles por sentido, a los que se añade además un tercer carril en las rampas de subida a cada uno de los dos puertos por los que atraviesa (Tabla 3.14 y Fig. 3.27): puerto de Padornelo (1323 m) y puerto de La Canda

(1167 m). Las rampas y pendientes en la zona de la A-52 estudiada, con inclinaciones mayores del 3.5% (las más problemáticas en vialidad invernal) se reflejan en la Tabla 3.15.



Fig. 3.25. Localización de la carretera A-52.



Fig. 3.26. Localización del tramo de A-52 estudiado.

Tabla 3.14. Puertos de la carretera A-52 estudiados.

Denominación	Calzada	PKi ⁽¹⁾	PKf ⁽¹⁾	PK cota máx.	Cota máx.	Número y longitud de los túneles
Padornelo CD ⁽²⁾	dcha.	92+000	112+300	99+100	1323.72	1 de 870 (PKi 97+800)
Padornelo CI ⁽²⁾	izqda.	112+300	99+100	99+100	1323.72	1 de 869 (PKi 98+700)
Canda CD ⁽²⁾	dcha.	112+300	107+000	112+300	1167.29	1 de 661 (PKi 111+585)
Canda CI ⁽²⁾	izqda.	107+000	112+300	112+300	1167.29	1 de 636 (PKi 112+246)

⁽¹⁾ PKi y PKf: puntos kilométricos inicial y final respectivamente.

⁽²⁾ CD y CI: calzada derecha e izquierda respectivamente.

Tabla 3.15. Principales rampas y pendientes (>3.5%).

Carretera	Calzada	PKi	PKf	Rampa / pendiente	Existe carril pesados	% máx.
A-52	dcha.	97+1000	97+1270	rampa	si	5.3
A-52	dcha.	99+340	100+220	pendiente	no	4.0
A-52	dcha.	100+480	101+120	pendiente	no	5.1
A-52	dcha.	101+720	106+450	pendiente	no	6.2
A-52	izqda.	93+830	98+000	pendiente	no	5.4
A-52	izqda.	107+810	111+490	pendiente	no	6.6

La sección de firme se finalizó en diciembre de 1998 y estaba diseñada para una categoría de tráfico T1 y una categoría de explanada E2. Inicialmente se encontraba constituida por un firme semirrígido compuesto por los siguientes materiales:

- 6 cm de MBC en capa de rodadura.
- 6 cm de MBC en capa intermedia.
- 13 cm de MBC en capa de base.
- 20 cm de suelo-cemento en capa de subbase.

Conviene indicar que la sección varía en las dos zonas en que se realizó el aprovechamiento de la calzada existente de la N-525 para la construcción de la calzada izquierda (calzada sentido Benavente) de la autovía A-52. Estos tramos, cuya construcción estaba incluida en el plan de accesos a Galicia, finalizó en marzo de 1976 y estaba constituida por una sección transversal de:

- 12 cm de MBC formada por:
 - 5 cm de capa de rodadura.
 - 7 cm de capa inferior.
- 20 cm de base de grava-cemento.
- 20 cm de sub-base de zahorra artificial.
- 20 cm de explanada mejorada con zahorra natural.

Una vez realizado el estudio para determinar la capacidad estructural del firme se determinó aplicar sobre la carretera existente un refuerzo consistente en:

- Tramo 1 (PK 103+500 al PK 108+300): 12 cm de espesor con MBC, divididos en 6 cm de capa intermedia y 6 cm de capa de rodadura, excepto las zonas comprendidas entre los PKs 103+811 y 104+129, 104+496 y 104+545, 104+788 y 104+995 y 107+495 y 107+558, en los que se aplicó un refuerzo mayor consistente en 18 cm de MBC divididos en 6 cm de capa de base bituminosa, 6 cm de capa intermedia y 6 cm de capa de rodadura.
- Tramo 2 (PK 109+300 al PK 109+900): 12 cm de espesor con MBC, divididos en 6 cm de capa intermedia y 6 cm de capa de rodadura.

Del análisis de las secciones de firme anteriores y de acuerdo a las estipulaciones de la Norma 6.3 IC (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a) el firme se puede clasificar como de tipo semirrígido, dado que está compuesto por materiales bituminosos colocados sobre una o más capas tratadas con conglomerantes hidráulicos (suelo-cemento o grava-cemento).

Como operaciones generalizadas en la totalidad del tramo destacar que entre 2005 y 2006 se realizaron obras de refuerzo del firme para la mejora superficial del pavimento, que consistieron en la extensión de 4 cm de MBC tipo S-12 (AC-16 surf) fabricada con betún modificado PMB 45/80-60 para formar una nueva capa de rodadura. El material utilizado para estas operaciones de refuerzo es el estudiado en la presente Tesis. En las Tablas 3.16 a 3.18 se reflejan los datos actuales del tramo de A-52 analizado.

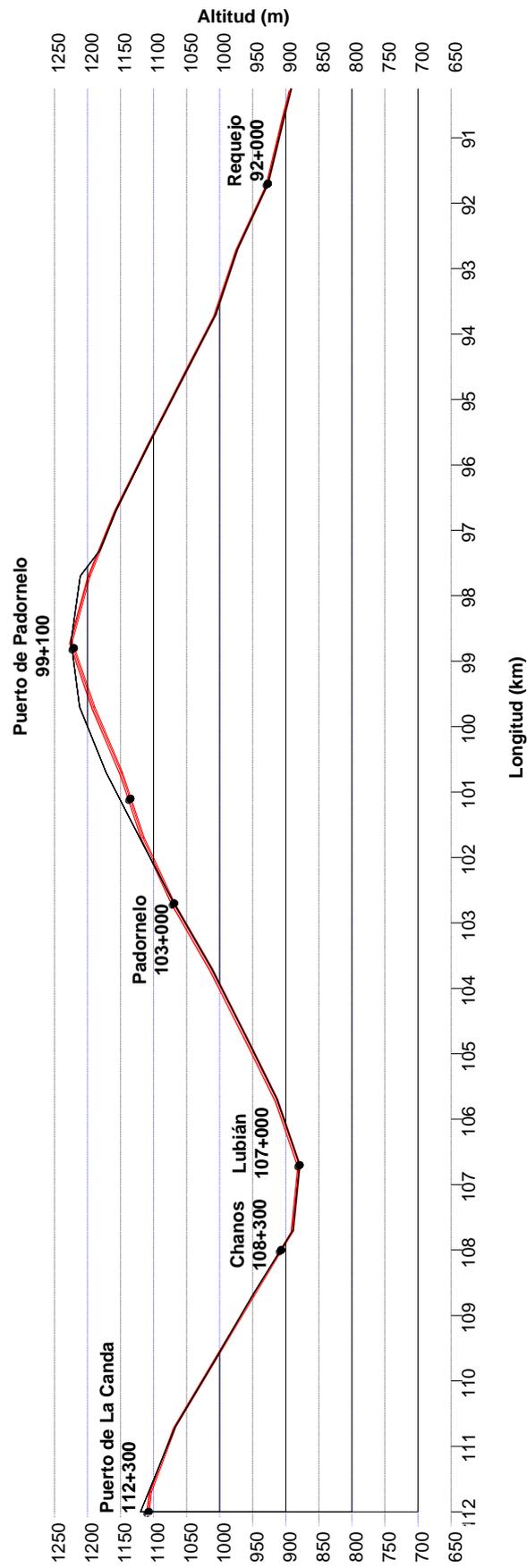


Fig. 3.27. Perfil altimétrico del tramo A-52 estudiado.

Por último, es necesario tener en cuenta que se han realizado numerosas operaciones puntuales de bacheo y sustitución parcial del firme, por lo que para obtener datos congruentes se ha juzgado necesario centrar el estudio en un tramo homogéneo (en el que no se hayan realizado operaciones puntuales ni de sustitución ni de refuerzo del firme), para garantizar que todos los datos analizados corresponden al mismo tipo de material. Para ello se analizó el histórico de las operaciones ejecutadas y se realizó una inspección visual de firme (Figs. 3.28 a 3.38) en la que se apreciaron diversos defectos del mismo, tanto de tipo superficial (entre los que destacaban peladuras, pérdida de betún superficial, picaduras y baches), como de tipo estructural (aparición de fisuras y grietas básicamente). No se trataba de un problema puntual, sino que su presencia era generalizada, afectando a un elevado porcentaje de la superficie de rodadura (~30%).

Tabla 3.16 Datos generales del tramo estudiado de la carretera A-52.

Subtramo	PKi	PKf	Tipo de firme	Naturaleza del tramo	Longitud (km cada carril)
1	93+800	97+450	Semirrígido	Interurbano	18.250
2	97+450	97+785	Semirrígido	Estructura	1.675
3	97+785	97+840	Semirrígido	Estructura	0.330
4	97+840	98+700	Semirrígido	Interurbano	5.160
5	98+700	105+800	Semirrígido	Interurbano	3.500
6	105+800	108+200	Semirrígido	Interurbano	9.600
7	108+200	108+608	Semirrígido	Interurbano	2.040
8	108+608	109+135	Semirrígido	Estructura	2.635
9	109+135	110+065	Semirrígido	Interurbano	4.650
10	110+065	110+340	Semirrígido	Estructura	1.375
11	110+340	111+600	Semirrígido	Interurbano	6.300
12	111+600	112+250	Semirrígido	Interurbano	3.900
Suma.....					91.415

Se determinó que el tramo objeto de análisis que cumplía las citadas condiciones era el comprendido entre los PKs 103+500 y 106+500 del carril derecho de la calzada derecha. Dicho tramo es una pendiente que se encuentra situada entre los puertos de Padornelo y La Canda, tiene un porcentaje de inclinación longitudinal máxima del 6.2% y no cuenta con carril adicional para vehículos lentos.

Tabla 3.17. Datos de calzadas y carriles del tramo estudiado de la carretera A-52.

Subtramo	Número de carriles por sentido	Número de carriles adicionales (Lentos/incorporaciones /bifurcaciones)
1	3 y 2	1
2	3 y 2	1
3	3	2
4	3	2
5	2 y 3	1
6	2	0
7	3 y 2	1
8	3 y 2	1
9	3 y 2	1
10	3 y 2	1
11	3 y 2	1
12	3	2

Tabla 3.18. Datos de las anchuras del tramo estudiado de carretera A-52.

Subtramo	Ancho de la calzada dcha.	Ancho de la calzada izqda.	Ancho del arcén derecho	Ancho del arcén izquierdo	Ancho de la mediana
1	10.5	7.0	2.5	1.0	5.0
2	10.5	7.0	2.5	1.0	5.0
3	10.5	10.5	2.5	1.0	5.0.
4	10.5	10.5	2.5	1.0	5.0
5	7.0	10.5	2.5	1.0	5.0
6	7.0	7.0	2.5	1.0	5.0
7	10.5	7.0	2.5	1.0	5.0
8	10.5	7.0	2.5	1.0	5.0
9	10.5	7.0	2.5	1.0	5.0
10	10.5	7.0	2.5	1.0	5.0
11	10.5	7.0	2.5	1.0	5.0
12	10.5	10.5	2.5	1.0	5.0



Fig. 3.28. Inspección visual (A-52 PK 94+130 CD).



Fig. 3.29. Inspección visual (A-52 PK 95+800 CD).



Fig. 3.30. Inspección visual (A-52 PK 96+800 CD).



Fig. 3.31. Inspección visual (A-52 PK 97+800 CD).



Fig. 3.32. Inspección visual (A-52 PK 104+900 CD).



Fig. 3.33. Inspección visual (A-52 PK 106+200 CD).



Fig. 3.34. Inspección visual (A-52 PK 110+800 CD).



Fig. 3.35. Inspección visual (A-52 PK 110+600 CD).



Fig. 3.36. Inspección visual (A-52 PK 94+800 CI).



Fig. 3.37. Inspección visual (A-52 PK 107+500 CI).



Fig. 3.38. Inspección visual (A-52 PK 109+500 CI).

3.2. Tráfico

Para evaluar el comportamiento del firme en el tramo de carretera estudiado en la presente Tesis es necesario realizar un estudio del tráfico real al que se encuentra sometido (su tipología y distribución así como su futura evolución) para conocer las cargas a las que está previsto que esté sometida la MBC durante su periodo de diseño.

3.2.1. Tipología

En España, las masas y dimensiones máximas de los vehículos se encuentran recogidas en el anexo IX del *Reglamento General de Vehículos* (MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA, 1998) modificado por la Orden PRE/52/2010, de 21 de enero (Fig. 3.39 y Tablas 3.19 a 3.26).

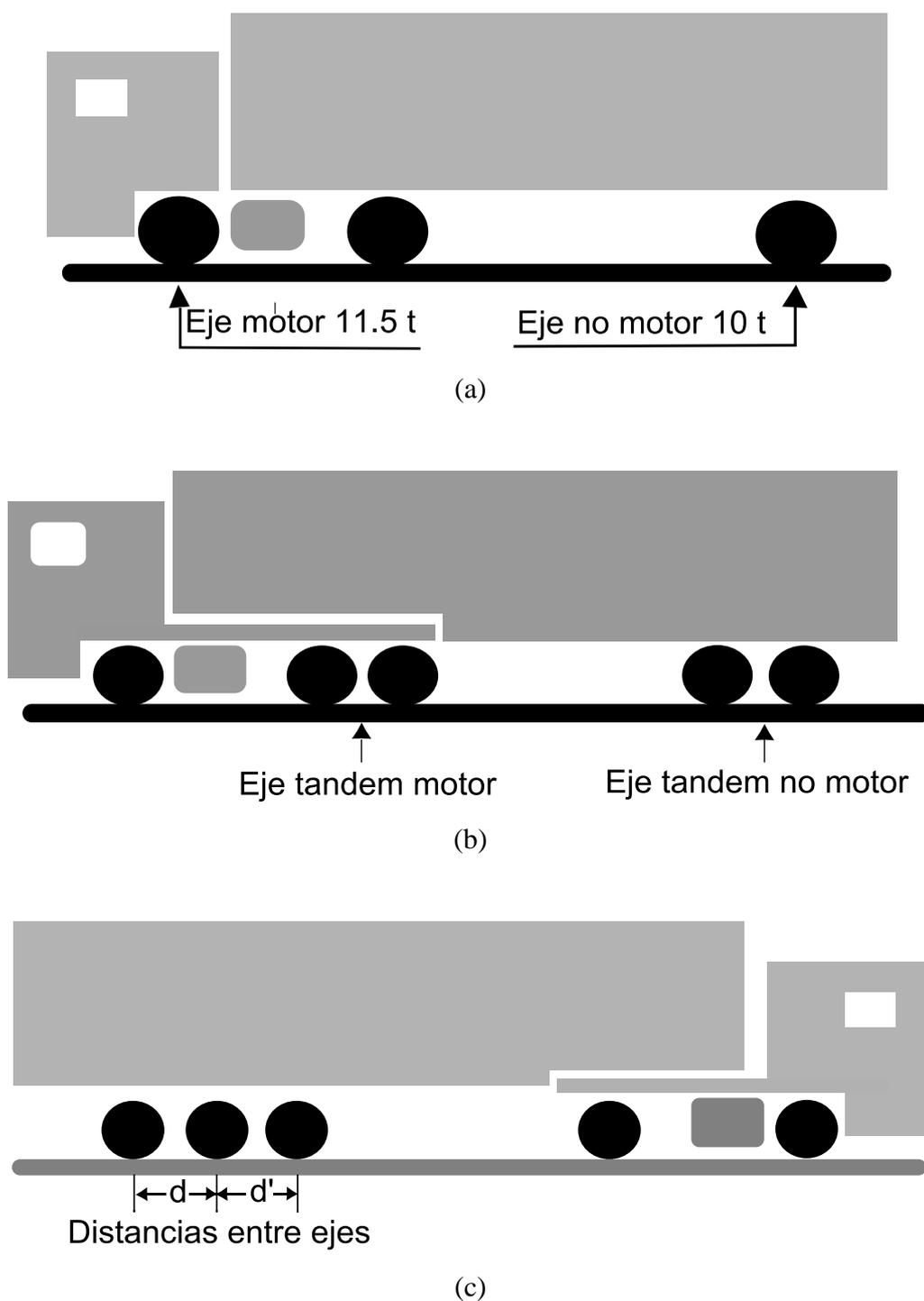


Fig. 3.39. Esquema gráfico peso máximo por eje.

- (a) Ejes motor y no motor simples.
- (b) Ejes motor y no motor tándem.
- (c) Distancias entre ejes del remolque.

Tabla 3.19. Masa máxima autorizada (MMA) para un eje simple.

Especificaciones del eje	Masa (t)
Eje motor	11.5
Eje motor de los autobuses urbanos (vehículos de clase I)	13.0
Eje motor de los autobuses interurbanos (vehículos clases II y III)	12.6
Eje no motor	10.0

Tabla 3.20. MMA para eje tándem de los vehículos a motor.

Especificaciones del eje	Masa (t)
Si la separación de ejes (d) cumple que $d < 1.00$ m	11.5
Si se cumple que $1.00 \text{ m} \leq d < 1.30$ m	16.0
Si se cumple que $1.30 \text{ m} \leq d < 1.80$ m	18.0
Si se cumple que $1.30 \text{ m} \leq d < 1.80$ m y bien el eje motor va equipado con neumáticos dobles y suspensión neumática o equivalente, o bien está equipado con neumáticos dobles y la masa máxima de cada eje no excede de las 9.5 t.	19.0

Tabla 3.21. MMA para eje tándem de los remolques o semirremolques.

Especificaciones del eje	Masa (t)
Si se cumple que $d < 1.00$	11.0
Si se cumple que: $1.00 \text{ m} \leq d < 1.30$ m	16.0
Si se cumple que: $1.30 \text{ m} \leq d < 1.80$ m	18.0
Si se cumple que $d \geq 1.80$ m	20.0

Tabla 3.22. MMA para eje tándem triaxial de los remolques o semirremolques.

Especificaciones del eje	Masa (t)
Si se cumple que $d \leq 1.30$ m	21.0
Si se cumple que $1.30 \text{ m} < d \leq 1.40$ m	24.0

Tabla 3.23. Masa máxima autorizada (MMA) para vehículos de motor rígidos.

Tipo vehículo	MMA (t)
Vehículo motor de 2 ejes, excepto autobuses (clases I, II y III)	18.0
Autobuses urbanos de 2 ejes (clase I)	20.0
Autobuses interurbanos y de largo recorrido (clases II y III)	19.0
Vehículo motor de 3 ejes	25.0
Vehículo motor de 3 ejes y con eje motor equipado con neumáticos dobles y suspensión neumática o equivalente, o bien con motor equipado con neumáticos dobles y masa máxima de cada eje no superior de 9.5 t	26.0
Autobuses articulados de 3 ejes	28.0
Vehículo rígido de 4 ejes con dos direccionales, y con el eje motor equipado con neumáticos dobles y suspensión neumática o equivalente, o con motor equipado con neumáticos dobles y masa máxima de cada eje no superior de 9.5 t	32.0
Otros vehículos rígidos de 4 ejes	31.0

Tabla 3.24. MMA para remolques.

Tipo vehículo	MMA (t)
Remolque de 2 ejes	18.0
Remolque de 3 ejes	24.0

Tabla 3.25. MMA para vehículos articulados de 4 o más ejes.

Tipo vehículo	MMA (t)
Vehículo motor de 2 ejes y semirremolque de 2 ejes en el que $30 \text{ m} \leq d < 1.80 \text{ m}$	36.0
Vehículo motor de 2 ejes y semirremolque de 2 ejes en el que $d \geq 1.80 \text{ m}$	36.0
Vehículo motor de 2 ejes de MMA $\leq 18 \text{ t}$, equipado en el eje motor con ruedas gemelas con suspensión neumática o equivalente y semirremolque de 2 ejes en el que $d \geq 1.80 \text{ m}$ y MMA $\leq 20 \text{ t}$	38.0
Otros vehículos articulados de 4 ejes formados por un vehículo tractor de 2 ejes y un semirremolque de 2 ejes	36.0
Vehículo motor de 2 ejes y semirremolque de 3 ejes	40.0
Vehículo motor de 3 ejes y semirremolque de 2 o 3 ejes	40.0
Vehículo motor de 3 ejes y semirremolque de 2 o 3 ejes llevando, en transporte combinado, un contenedor (o caja móvil) cerrado, de longitud igual o superior a 6.096 m y homologado para el transporte combinado	44.0
Vehículo motor de 2 ejes con semirremolque de 3 ejes para transporte combinado con un contenedor homologado de longitud mayor o igual a 6.096 m	42.0

Tabla 3.26. MMA para trenes de carretera.

Tipo vehículo	MMA (t)
Trenes de 4 ejes compuestos por vehículo motor de 2 ejes y remolque de 2 ejes	36.0
Trenes de 5 ejes compuestos por vehículo motor de 2 ejes y remolque de 3 ejes	40.0
Trenes de 5 ejes compuestos por vehículo motor de 3 ejes y remolque de 2 o 3 ejes	40.0

En resumen, en España se permiten pesos máximos para eje simple entre 11.5 t y 13 t, hasta 20 t para eje tándem y hasta 24 t para eje tridem, siendo los pesos máximos por eje autorizados para la mayoría de los vehículos pesados que circulan actualmente por carretera de 11.5 t para eje motor y de 10 t para eje no motor.

Por otra parte, en el anexo IX del Reglamento General de Vehículos (MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA, 1998) se establece con respecto a la presión máxima admisible que no se permite la circulación de vehículos con ruedas neumáticas (o de elasticidad similar) que ejerzan sobre el firme una presión superior a 9 kg/cm^2 en la superficie de apoyo. Para el caso de vehículos de tracción animal provistos de ruedas no neumáticas o de elasticidad similar, no se permite la circulación de aquellos que cargados ejerzan sobre el firme una presión superior a 150 kg/cm^2 . En esta Tesis Doctoral, dado que el estudio realizado se hizo sobre el firme de una autovía, se tuvieron sólo en cuenta los vehículos con ruedas neumáticas, ya que en España está prohibida la circulación de los vehículos de tracción animal en autovías.

3.2.2. Distribución

La normativa española, a través de su instrucción 6.3 IC *Rehabilitación de firmes* (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a) utiliza para el diseño del firme solamente los vehículos pesados, y establece como carril de proyecto el de la circulación del mayor número de vehículos pesados.

Aunque la red de aforos es muy extensa, no todas sus estaciones son capaces de proporcionar un desglose sobre la tipología y distribución de vehículos, por lo que la citada instrucción 6.3 IC (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a) establece una serie de simplificaciones cuando no se tienen datos concretos. Así la norma establece que, si no se pudiera disponer del detalle sobre asignación por carriles, para el cálculo de la categoría de tráfico pesado se podrá admitir lo siguiente:

- En calzadas de dos carriles y doble sentido de circulación, se reparte sobre cada carril la mitad de los vehículos pesados que circulan.
- En calzadas de dos carriles por sentido de circulación, se considera que actúan sobre el exterior el 100% de los vehículos pesados que circulan en el sentido considerado.
- En calzadas de tres o más carriles por sentido de circulación, se considera que actúan sobre el exterior el 85% de los vehículos pesados que circulan en el sentido considerado.

En cuanto a la evolución del tráfico pesado a lo largo del tiempo, se puede adoptar como tasa de crecimiento el valor medio de las obtenidas en los cinco últimos años en la estación de aforo permanente o de control (primaria o secundaria) más próxima al tramo de estudio en el mismo itinerario.

A partir del cálculo de la IMD_P se establecen seis categorías de tráfico (Tabla 3.27), con ayuda de las cuales se dividen las carreteras en los distintos tramos de tráfico pesado homogéneos existentes y se dimensionan los paquetes de firme de los mismos.

Tabla 3.27. Categorías de tráfico (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b).

Categorías de tráfico pesado	IMD_P
T00	$IMD_P \geq 4000$
T0	$2000 \leq IMD_P < 4000$
T1	$800 \leq IMD_P < 2000$
T2	$200 \leq IMD_P < 800$
T3	$50 \leq IMD_P < 200$
T4	$IMD_P < 50$

Por tanto, se puede decir que el tipo y la sección estructural del conjunto del firme (el existente más la rehabilitación) en cada carril dependerá de la IMD_P que se prevea en ese carril en el año de puesta en servicio de la actuación de rehabilitación.

Prácticamente la totalidad de las administraciones con responsabilidades en carreteras realizan planes de aforos. Por ejemplo, el Ministerio de Fomento a través del Plan Nacional de Aforos (PNA) obtiene la información más relevante del tráfico de las carreteras españolas (MINISTERIO DE FOMENTO, 2013). En él se estudian las intensidades de flujo de vehículos y sus velocidades

para cada tipo, tanto en la Red de Carreteras del Estado (RCE) como en la red prioritaria de las Comunidades Autónomas (constituida por los tramos de carreteras que conforman el primer nivel autonómico, usualmente llamada red básica, los tramos de gran capacidad, y todos aquellos tramos que con independencia de su categoría tengan una *IMD* superior a 8000 vehículos/día).

Las estaciones de aforo se instalan en aquellos puntos de la red de carreteras que se consideran representativos de un tramo homogéneo, en lo que a las características del tráfico se refiere. Estas estaciones pueden ser fijas (permanentes, primarias o secundarias según la duración de la toma de datos) o móviles (estaciones de cobertura).

Las estaciones fijas más habituales constan de un detector de lazo constituido por una espira doble que se encuentra empotrada en el firme y que detecta el paso de vehículos por inducción magnética. Dicha espira se conecta a un procesador en el que se registra el número de vehículos que pasan, así como su velocidad y longitud, lo que permite diferenciarlos en vehículos ligeros (longitud < 6 m) y vehículos pesados (longitud > 6 m).

Las estaciones de cobertura se sitúan en la red de carreteras los días señalados en el PNA en las localizaciones marcadas en sus correspondientes planos. Se colocan unas gomas sobre el pavimento, de tal forma que todos los vehículos tienen que pasar sobre ellas. Se detecta el paso de los vehículos por la presión que ejercen las ruedas cuando los pisan, lo que provoca el cierre de un circuito eléctrico y la toma de datos. La distribución entre vehículos ligeros y pesados se realiza con la misma composición que en la correspondiente estación fija afín, aplicando los coeficientes de dicha estación para el cálculo del tráfico y su distribución temporal.

Para conocer la distribución real del tráfico según su tipología, así como el volumen y la composición de las mercancías peligrosas y la cantidad de vehículos extranjeros, se completan los aforos automáticos con aforos manuales que se realizan en todas las estaciones fijas seis veces al año en días laborables, meses alternos y durante un período de seis horas.

La distribución del tráfico total se reparte entre los diez tipos de vehículos que se contemplan en el PNA, agrupándolos en tres categorías:

- Motos.

- Vehículos ligeros: turismos, coches con caravana, tractores agrícolas y camionetas.
- Vehículos pesados: autobuses, camiones sin remolque, camiones articulados, trenes de carretera y vehículos especiales.

Se definen una serie de factores para calcular la distribución temporal del tráfico:

- K_{diario} es la relación entre el tráfico total durante las 16 h que transcurren entre las 6:00 y las 22:00 h, y el tráfico total durante las 6 h que transcurren entre la 8:00 y las 14:00 h del mismo día.
- K_{mes} de un mes determinado es la media de los coeficientes K de todos los días del mes.
- L_{mes} es el coeficiente de días laborables de un mes determinado, y se calcula como el cociente entre la media anual de los días laborables del año y la media mensual de los días laborables de ese mes.
- $N_{\text{día}}$ es el coeficiente de nocturnidad de un día determinado, y se calcula como el cociente del tráfico total durante las 24 h del día y el total del tráfico total durante las 16 horas que transcurren entre las 6:00 y las 22:00 h del mismo día.
- N_{mes} es el coeficiente de nocturnidad de un mes determinado, y se calcula como la media de los coeficientes N de todos los días del mes.
- S es el coeficiente de sábados y domingos del año en estudio, y refleja la relación entre la intensidad media anual de los sábados (IMA_S) y de los domingos (IMA_D) y la intensidad media anual en los días laborales del año (IMA_L).

$$S = \frac{5 + a + b}{7} \quad (3.7)$$

$$a = \frac{IMA_S}{IMA_L} \quad (3.8)$$

$$b = \frac{IMA_D}{IMA_L} \quad (3.9)$$

- F de un mes determinado es el producto de los coeficientes N_{mes} y L_{mes} del mes correspondiente y el coeficiente S .

$$F = N_{mes} L S \quad (3.10)$$

- Intensidad en la hora 30 (H_{30}) es la intensidad de tráfico que ocupa el lugar 30 en la relación de intensidades de las 8760 que tiene el año, ordenadas de mayor a menor.
- Intensidad en la hora 100 (H_{100}) es la intensidad de tráfico que ocupa el lugar 100 en la relación de intensidades de las 8760 horas que tiene el año, ordenadas de mayor a menor.
- I_{24} es la intensidad estimada en 24 h medida a partir de un aforo (A) con una duración en el intervalo horario h_1 a h_2 , siendo L_h el porcentaje horario en cada intervalo horario, h en la estación afín correspondiente.

$$I_{24} = \frac{100A}{\sum_{h_1}^{h_2} L_h} \quad (3.11)$$

En las estaciones permanentes H_{30} y H_{100} se obtienen directamente, mientras que en el resto de estaciones se obtienen suponiendo que tienen el mismo comportamiento que la correspondiente estación permanente afín.

La *Matriz 84*, utilizada en el PNA desde 2008, refleja durante cada uno de los días de la semana (d) de todos los meses del año (m) el tráfico medio total registrado. Con ella se realiza el análisis de los distintos tramos de carreteras, estableciendo las correspondientes afinidades entre estaciones, para obtener directamente el tráfico en los distintos tramos.

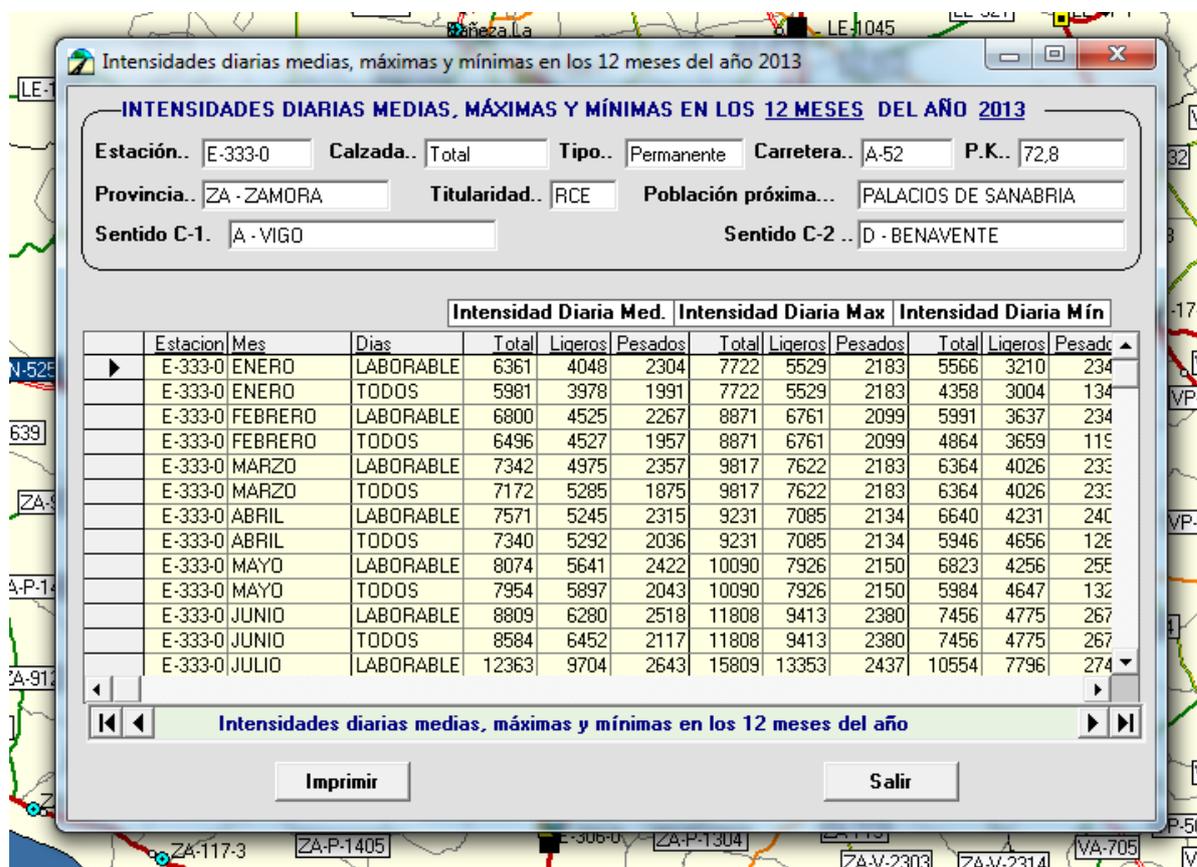
En el caso de las estaciones fijas cada dato de la matriz es la media de los siete días de la semana de los doce meses del año (Figs. 3.40 y 3.41), mientras que en las estaciones móviles se toman datos de tráfico mediante la respectiva estación afín.

 MINISTERIO DE FOMENTO		SECRETARÍA DE ESTADO DE PLANEACIÓN Y OBRAS PÚBLICAS SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS		ESTACIONES. DATOS DEFINITIVOS TRAFICO			AÑO: 2013	
		Estacion: E-333-0		Via: A-52		PK: 72,8		tipo: Autovía
		Provincia: ZAMORA						

Calzada 2	IMD Definitivo	Num Dias	Nº Dias Validos	Nº Dias Validos 84	Afin
Motos:	11	328	84	84	
Ligeros:	3.681	328	84	84	E-333-0
Pesados:	1.014	328	84	84	E-333-0
Total:	4.706	328	84	84	

Ligeros	Mes	L	M	X	J	V	S	D	T
	ENERO	2357	1683	2082	1825	2565	1461	2579	2102
	FEBRERO	2498	1839	1804	1936	2941	1691	3177	2279
	MARZO	2604	2138	2009	2167	3159	2340	3307	2646
	ABRIL	3093	2190	2375	2443	3360	2422	3630	2789
	MAYO	3417	2138	2211	2967	3584	2009	4224	3052
	JUNIO	3529	2451	2347	2731	3899	2690	4557	3215
	JULIO	4967	3411	3464	3621	4558	4198	8253	4589
	AGOSTO	5522	8199	9390	11677	10717	11833	10484	10374
	SEPTIEMBRE	4977	3169	3439	3484	4782	3829	7105	4526
	OCTUBRE	3172	2269	2489	2830	3736	2748	4895	3183
	NOVIEMBRE	3310	2053	2036	2268	3263	2011	3613	2672
	DICIEMBRE	2897	1840	2041	2961	3323	2676	3210	2746
	TOTAL	3926	2755	2975	3390	4296	3446	4738	3681

Fig. 3.40. Matriz 84 de vehículos ligeros para estación de aforo permanente E-333-0 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2013)



Intensidades diarias medias, máximas y mínimas en los 12 meses del año 2013

INTENSIDADES DIARIAS MEDIAS, MÁXIMAS Y MÍNIMAS EN LOS 12 MESES DEL AÑO 2013

Estación: E-333-0 Calzada: Total Tipo: Permanente Carretera: A-52 P.K.: 72,8
 Provincia: ZA - ZAMORA Titularidad: RCE Población próxima: PALACIOS DE SANABRIA
 Sentido C-1: A - VIGO Sentido C-2: D - BENAVENTE

	Estacion	Mes	Dias	Intensidad Diaria Med.			Intensidad Diaria Max			Intensidad Diaria Mín		
				Total	Ligeros	Pesados	Total	Ligeros	Pesados	Total	Ligeros	Pesados
▶	E-333-0	ENERO	LABORABLE	6361	4048	2304	7722	5529	2183	5566	3210	234
	E-333-0	ENERO	TODOS	5981	3978	1991	7722	5529	2183	4358	3004	134
	E-333-0	FEBRERO	LABORABLE	6800	4525	2267	8871	6761	2099	5991	3637	234
	E-333-0	FEBRERO	TODOS	6496	4527	1957	8871	6761	2099	4864	3659	116
	E-333-0	MARZO	LABORABLE	7342	4975	2357	9817	7622	2183	6364	4026	233
	E-333-0	MARZO	TODOS	7172	5285	1875	9817	7622	2183	6364	4026	233
	E-333-0	ABRIL	LABORABLE	7571	5245	2315	9231	7085	2134	6640	4231	240
	E-333-0	ABRIL	TODOS	7340	5292	2036	9231	7085	2134	5946	4656	126
	E-333-0	MAYO	LABORABLE	8074	5641	2422	10090	7926	2150	6823	4256	256
	E-333-0	MAYO	TODOS	7954	5897	2043	10090	7926	2150	5984	4647	132
	E-333-0	JUNIO	LABORABLE	8809	6280	2518	11808	9413	2380	7456	4775	267
	E-333-0	JUNIO	TODOS	8584	6452	2117	11808	9413	2380	7456	4775	267
	E-333-0	JULIO	LABORABLE	12363	9704	2643	15809	13353	2437	10554	7796	274

Intensidades diarias medias, máximas y mínimas en los 12 meses del año

Imprimir Salir

Fig. 3.41. IMDs máximas y mínimas, en los 12 meses del año 2013 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2013).

Con el método clásico la *IMD* del tramo estudiado se calcula

$$IMD = I_{24} N_{mes} L_{mes} S \quad (3.12)$$

mientras que con el método de la *Matriz 84*, la *IMD* para cada tipo de vehículo, se obtiene de la fórmula:

$$IMD = I_{24} \frac{ID_{afin}(m, d)}{IMD_{afin}} \quad (3.13)$$

Siendo $ID_{afin}(m, d)$ la intensidad diaria obtenida de la *Matriz 84* en la estación afín que se corresponden con el mes m y el día d de la semana en el que se realizó el aforo para obtener la I_{24} y la *IMD* de la estación afín (IMD_{afin}).

El tráfico no es constante a lo largo de todos los años, por lo que se utilizan tasas de crecimiento. En España la tasa de crecimiento del tráfico utilizada es la marcada en la norma 6.1 IC - *Secciones de firme*, y se calcula como el valor medio de las tasas de crecimiento del tráfico obtenidas en los cinco últimos años en la estación de aforo permanente o de control (primaria o secundaria), situada en el mismo itinerario y que se encuentre más próxima al tramo de estudio (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b).

Por ello, para la obtención de la *IMD* de los vehículos que pasan por la carretera se utilizaron los mapas de aforos oficiales del Ministerio de Fomento (MINISTERIO DE FOMENTO, 2013). En estos mapas se realiza una distribución de la *IMD* en 10 tipos de vehículos agrupados en tres categorías: motos, vehículos ligeros y vehículos pesados.

Para el cálculo del número de ciclos se utilizó la IMD_P , teniendo en cuenta que la MBC estudiada se localizaba en una autovía con 2 calzadas (una por cada dirección) y 2 carriles por calzada. Existen datos sobre la distribución de los vehículos pesados entre calzadas, pero no entre carriles, por lo que se utilizaron las simplificaciones propuestas por la instrucción 6.3 IC (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a), adjudicándose todo el tráfico pesado (IMD_P) por cada sentido de circulación al carril exterior de cada calzada, por tratarse de calzadas con dos carriles por sentido de circulación (IMD_{PC}).

La *IMD* total del tramo en el año 2012 era de 7960 vehículos diarios según la estación de aforo de cobertura ZA-312-3 situada en el punto kilométrico 101 de la A-52 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2013). La tasa de crecimiento a adoptar debe ser el valor medio de las obtenidas en los cinco últimos años en la estación de aforo permanente o de control (primaria o secundaria) situada en el mismo itinerario y más próxima al tramo de estudio (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b). La estación más cercana que cumple estas características es la estación permanente E-333-0, situada en el punto kilométrico 72+075 en ambas márgenes. Hay que tener en cuenta que se utilizaron los datos de la calzada sentido Vigo (que es donde se localiza la MBC elegida para su estudio).

La media de la tasa de crecimiento en los últimos 5 años estudiados es de -0.77% (Tabla 3.28). Dado que el periodo de servicio para una rehabilitación mediante firmes bituminosos se establece en 20 años (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003b), la *IMD* en el año n (IMD_n) es:

$$IMD_n = IMD_{actual} (1 + tasa)^n \quad (3.14)$$

Tabla 3.28. *IMD* y tasa de crecimiento, carretera A-52 calzada derecha sentido Vigo. (E-49-1333-0).

Año	2008	2009	2010	2011	2012
Total calzada	4782	5127	4994	4680	4614
Motos	9	10	10	8	8
Ligeros	3567	3997	3845	3595	3525
Pesados	1206	1120	1139	1077	1081
% pesados	25.22	21.9	22.8	23.0	23.4
Tasa crecimiento		7.21%	-2.59%	-6.29%	-1.41%

Para la realización de los cálculos se utilizó la *IMD* conocida (2005 a 2012) y se estimó la del resto del periodo de servicio de acuerdo a la ecuación (3.14). Para el cálculo del máximo número de solicitudes que debería soportar el antes de su agotamiento se determina el número de veces que una rueda pasa por encima del mismo, para lo cual es necesario conocer el número de vehículos que pasa por la sección de carretera en que se encuentra, lo que se consigue con la *IMD*. El número de ejes que pasa por la sección se determinó utilizando los vehículos tipo, con

lo que se obtiene el número de solicitaciones que recibe el firme. El total de ejes por año se calcula (Tabla 3.29) con:

$$N_{ejes} = N_{año} IMD E_v \tag{3.15}$$

siendo N_{ejes} el número de ejes que pasan en un año, $N_{año}$ el número de días que tiene el año (365 días, sin tener en cuenta los bisiestos) y E_v el número total de ejes por vehículo (en los vehículos tipo siempre es 2).

Tabla 3.29. Número total de ejes por calzada y por año en la carretera A-52 CD (ZA-312-3).

Año	Vehículos pesados			Vehículos ligeros			Motos		
	IMD	Total ejes/año	Acumulado	IMD	Total ejes/año	Acumulado	IMD	Total ejes/año	Acumulado
2005	964	703720	703720	3007	2195110	2195110	964	703720	703720
2006	1074	784020	1487740	3273	2389290	4584400	1074	784020	1487740
2007	1053	768690	2256430	3401	2482730	7067130	1053	768690	2256430
2008	954	696420	2952850	2933	2141090	9208220	954	696420	2952850
2009	811	592030	3544880	2844	2076120	11284340	811	592030	3544880
2010	835	609550	4154430	3000	2190000	13474340	835	609550	4154430
2011	905	660650	4815080	3527	2574710	16049050	905	660650	4815080
2012	705	514650	5329730	2633	1922090	17971140	705	514650	5329730
2013	651	475022	5804752	2430	1774089	19745229	651	475022	5804752
2014	601	438445	6243197	2243	1637484	21382713	601	438445	6243197
2015	554	404685	6647882	2070	1511398	22894111	554	404685	6647882
2016	512	373524	7021406	1911	1395020	24289131	512	373524	7021406
2017	472	344763	7366169	1764	1287604	25576735	472	344763	7366169
2018	436	318216	7684385	1628	1188458	26765193	436	318216	7684385
2019	402	293713	7978099	1503	1096947	27862140	402	293713	7978099
2020	371	271098	8249196	1387	1012482	28874622	371	271098	8249196
2021	343	250223	8499419	1280	934521	29809143	343	250223	8499419
2022	316	230956	8730375	1182	862563	30671706	316	230956	8730375
2023	292	213172	8943548	1091	796145	31467852	292	213172	8943548
2024	270	196758	9140306	1007	734842	32202694	270	196758	9140306
2025	249	181608	9321913	929	678259	32880953	249	181608	9321913

La IMD_{PC} para el año de puesta en servicio de los materiales ensayados (2006) fue de 1213 vehículos pesados/día, por lo que según la actual Norma 6.3 IC de Rehabilitación de firmes aprobada por Orden FOM/3459/2003 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a) para esta cantidad de vehículos pesados la categoría de tráfico pesado del tramo estudiado es T1.

3.3. Climatología

Se analizaron los datos obtenidos por las estaciones meteorológicas de las que la Dirección General de Carreteras y la Agencia Estatal de Meteorología disponen en la zona (Tablas 3.30 a 3.32 y Figs. 3.42 a 3.46), obteniéndose las siguientes características climáticas generales para el tramo de carretera de las MBC estudiadas:

- Inviernos fríos con 61 días de heladas al año.
- Nevadas habituales de diciembre a abril (24 días/año).
- Abundancia de días de niebla (30 días/año).
- Persistencia de bajas temperaturas en el periodo invernal (61 días/año).

Los numerosos días de heladas y nevadas previsible condicionan de forma notable el operativo de los servicios de mantenimiento, lo que obliga a que se mantenga (durante muchos de los días del periodo invernal) un nivel de salinidad alto sobre el pavimento de la carretera, con el fin de prevenir la formación de hielo en la calzada y de garantizar los niveles de seguridad adecuados para la circulación de vehículos automóviles.

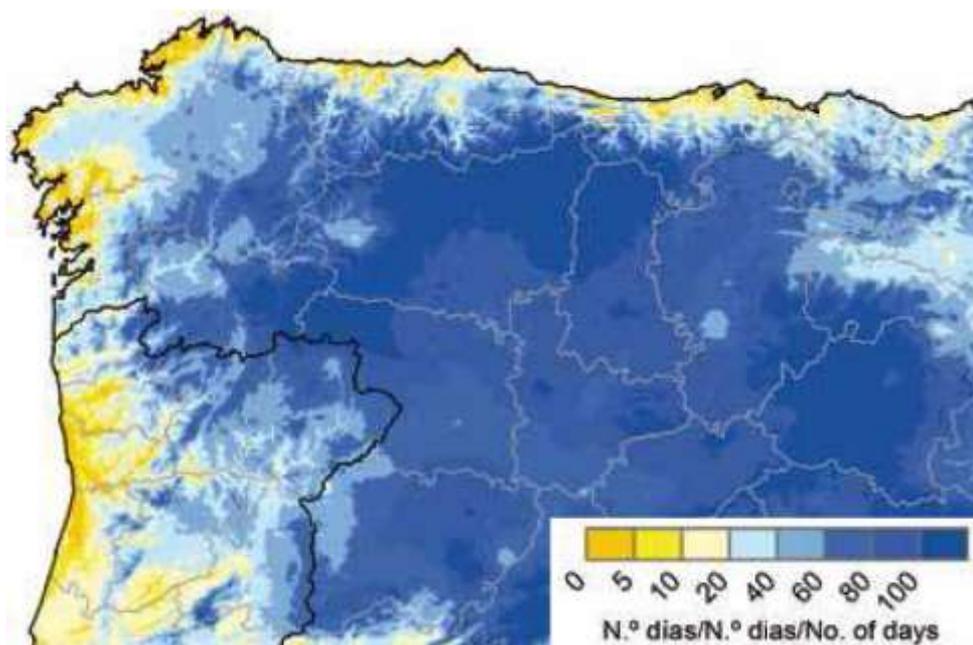


Fig. 3.42. Número anual medio de días con temperatura inferior o igual a 0°C (AGENCIA ESTATAL DE METEOROLOGÍA, 2011).

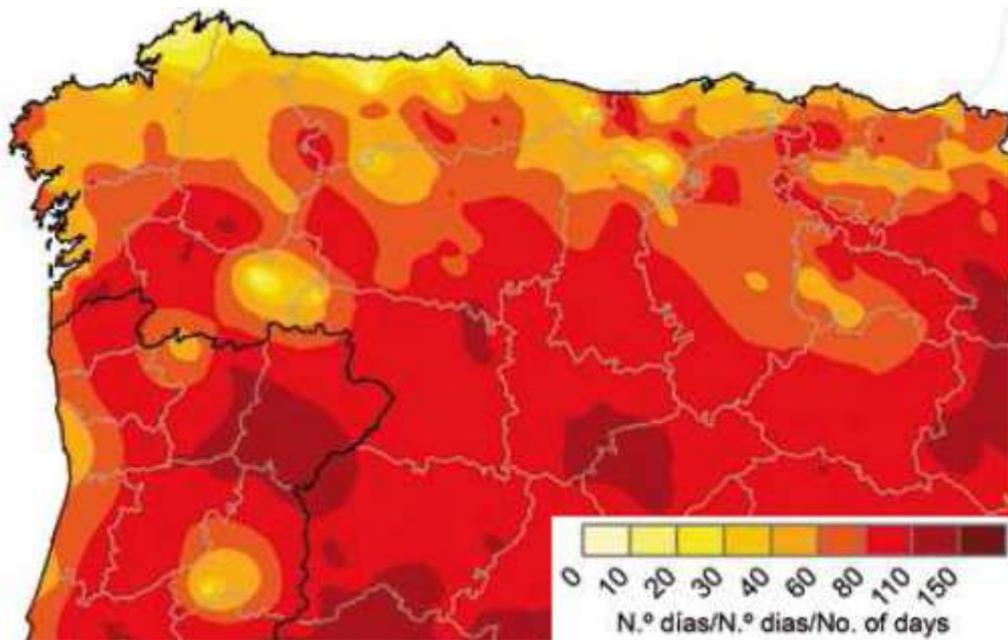


Fig. 3.43. Número anual medio de días con temperatura mayor a 25°C (AGENCIA ESTATAL DE METEOROLOGÍA, 2011).

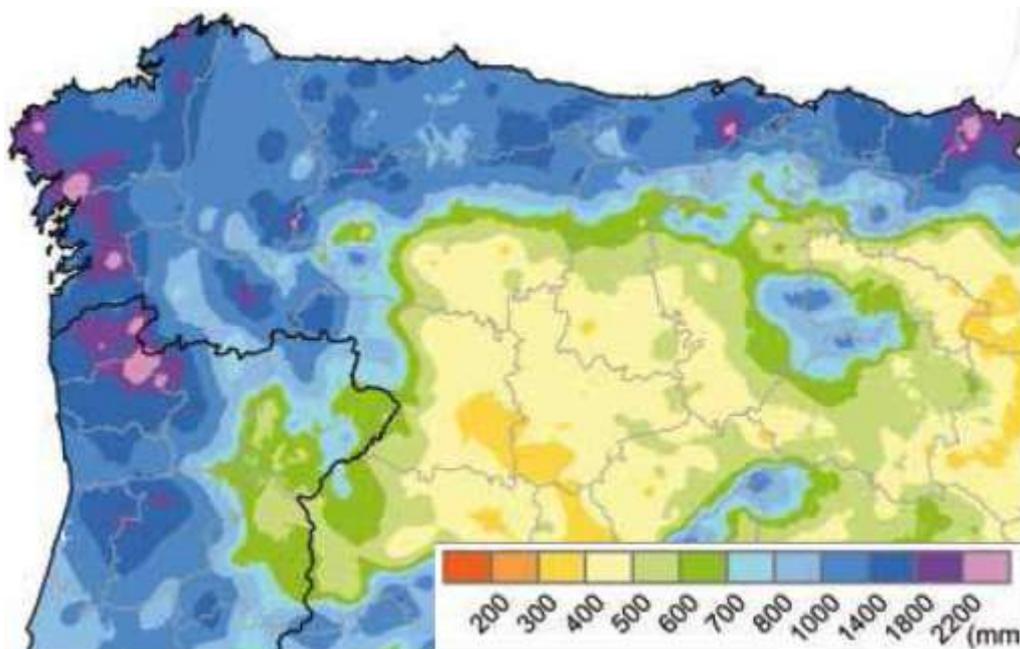


Fig. 3.44. Precipitación media anual (AGENCIA ESTATAL DE METEOROLOGÍA, 2011).

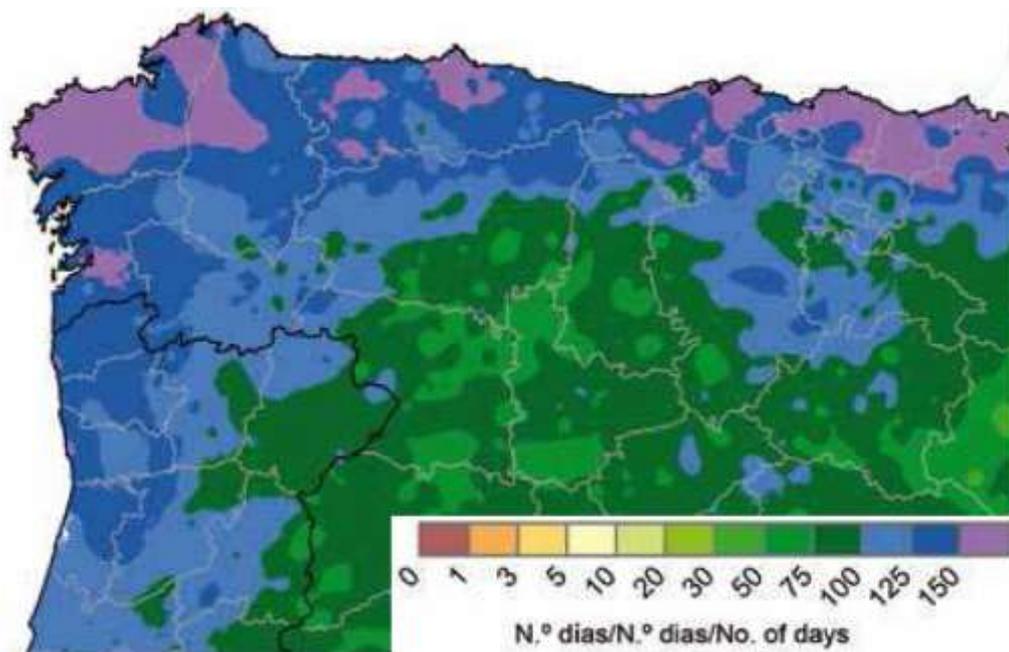


Fig. 3.45. Número medio de días con una precipitación igual o superior a 0.1 mm (AGENCIA ESTATAL DE METEOROLOGÍA, 2011).

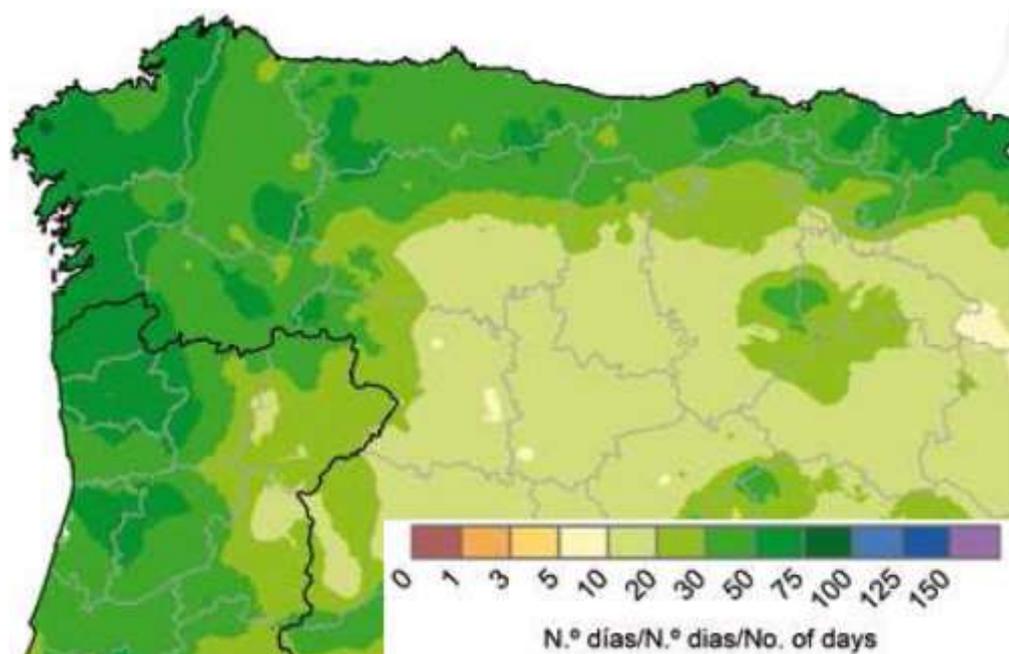


Fig. 3.46. Número medio de días con una precipitación mayor o igual a 10 mm (AGENCIA ESTATAL DE METEOROLOGÍA, 2011).

Tabla 3.30. Datos de las estaciones meteorológicas.

Estación	Localización		Correspondencia de tramos		
			Ctra.	PKi	PKf
1	Canda este	PK 110+000	A-52	99+000	11+300
2	Puebla Sanabria	PK 90+000	N-525	92+000	99+100
3	Padornelo oeste	PK 102+000	N-525	99+000	112+300

Tabla 3.31. Datos climatológicos (normales) periodo invernal: heladas.

Heladas						
Estación meteorológica	Número de días		T mínima (°C)	T mínima periodo vialidad invernal (°C)	Mes normal inicio heladas	Mes normal fin heladas
	T<0°C	T<-5°C				
1	61	14	-8.1	-8.1	Noviembre	Abril
2	51	8	-7.6	-7.6	Noviembre	Abril
3	61	28	-10.1	-10.1	Noviembre	Abril

Tabla 3.32. Datos climatológicos (normales) periodo invernal: nevadas y nieblas.

Nevadas					Niebla
Estación meteorológica	Número de días	Máximo (cm/día)	Mes normal inicio nevadas	Mes normal fin nevadas	Número de días
1	24	25	Diciembre	Marzo	30
2	24	20	Diciembre	Marzo	30
3	24	25	Diciembre	Marzo	30

IV. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA CONVENCIONAL DE LAS MBC

1. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Para la caracterización del material compuesto objeto de estudio de esta Tesis se han realizado diferentes tipos de ensayos, tanto de tipo estático como de tipo dinámico, consiguiendo de este modo tener conocimiento detallado sobre el mismo.

Tradicionalmente, para caracterizar mecánicamente una MBC se han utilizado los ensayos de rigidez. Con ellos se puede determinar el *módulo elástico (comportamiento estático)* y el *módulo dinámico o de resiliencia (comportamiento dinámico)*. Debido a las limitaciones en los

modelos, la relación entre la tensión y la deformación se representaba con el módulo elástico, pero dada la naturaleza viscoelástica de los materiales asfálticos es mucho más apropiado el uso del módulo dinámico (MONISMITH, SOUSA y LYSMER, 1988).

1.1. Comportamiento estático

Los ensayos de comportamiento estático de un material consisten en aplicar una carga estática a una muestra y medir cómo se recupera la deformación cuando se retira (Fig. 4.1). Aunque se obtiene la deformación permanente de una probeta, los resultados no se correlacionan bien con las deformaciones reales del firme en servicio, ya que los ensayos no suelen simular ni las condiciones de contorno ni las cargas efectivas aplicadas.

El ensayo más conocido es el de compresión simple o uniaxial, económico y relativamente fácil de realizar. Consiste en aplicar una tensión axial constante de 100 kPa a una probeta durante un periodo de 1 h a temperatura de 40°C. Sin embargo, los firmes reales se exponen a presiones ejercidas por los neumáticos más altas (de hasta 828 kPa) y a temperaturas superiores (de hasta 60°C), por lo que se considera que el ensayo no simula muy bien las condiciones de contorno (BROWN, KANDHAL y ZHANG, 2001).

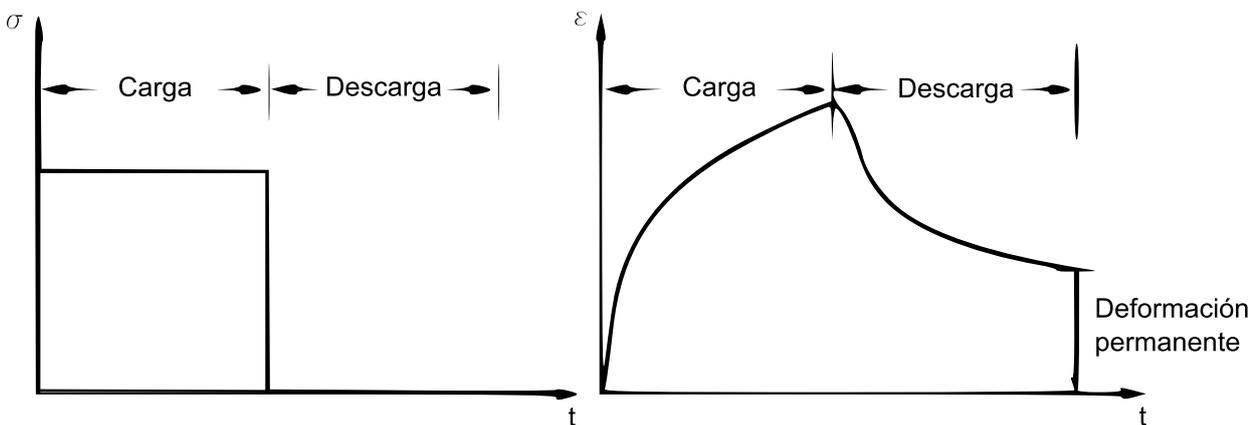


Fig. 4.1. Curva $\sigma-t$ y $\varepsilon-t$ en un ensayo de compresión simple sin confinamiento (BROWN, KANDHAL y ZHANG, 2001).

Existe una variante española de este ensayo, descrita en la norma NLT-161 (CEDEX, 1992-2000), que consiste en aplicar a una probeta una fuerza de compresión axial sin soporte lateral, a una velocidad de deformación constante equivalente a 0.05 mm/min por mm de altura de probeta y medir el acortamiento que se produce en la misma. Antes de ensayar las probetas se

sumergen en un baño de aire regulado a una temperatura de $25 \pm 1^\circ\text{C}$ durante un tiempo mínimo de 4 h.

Otros tipos de ensayos de compresión estática son aquellos en los que se mantiene la muestra confinada, por lo que se conocen también como ensayos de compresión triaxial. Son muy similares a los descritos anteriormente, pero en este caso se les aplica además una presión de confinamiento (generalmente de 138 kPa) permitiendo simular mejor las condiciones de contorno reales que los ensayos no confinados (ROBERTS *et al.*, 1996).

También son importantes los ensayos estáticos de compresión diametral, para los que se utilizan generalmente el mismo tipo de probetas pero colocadas de forma que descansen en una de sus generatrices mientras se le aplica verticalmente una carga de compresión en su generatriz diametralmente opuesta.

Entre los ensayos estándar de compresión diametral destaca el AASHTO T 322-03 *Determining the Creep Compliance and Strength of Hot-Mix Asphalt (HMA) Using the Indirect Tensile Test Device* (AASHTO, 2006) o *ensayo de tracción indirecta*.

1.2. Comportamiento dinámico

El comportamiento mecánico de las MBC no depende sólo de la magnitud de las tensiones soportadas, sino también de la temperatura y de la velocidad con que se realiza (es decir, de la *reología* de la mezcla).

Es importante conocer el comportamiento del firme durante su vida en servicio para llevar a cabo un buen diseño del mismo que permita posteriormente un mantenimiento adecuado, y así optimizar la inversión a realizar. Por ello se utilizan ensayos dinámicos, que describen mucho mejor el comportamiento de un firme en servicio (en particular las deformaciones plásticas acumuladas) que las pruebas de tipo estático (BROWN, KANDHAL y ZHANG, 2001).

Por lo tanto, uno de los mayores desafíos de la ingeniería de firmes es desarrollar modelos de respuesta de los materiales que se utilizan para su construcción y que describan lo más fielmente posible el comportamiento real de los mismos durante la vida en servicio de la carretera. No

obstante, es necesario tener en cuenta que muchas de las condiciones de contorno a las que está sometido el firme en servicio no se pueden reproducir fácilmente en laboratorio, como por ejemplo:

- Las cargas del tráfico real, de diferentes magnitudes y aleatoriamente aplicadas.
- El efecto de los períodos de carga y tiempos muertos (sin sollicitación).
- Las condiciones climáticas locales.
- La dependencia del deterioro con el tiempo y la temperatura.
- Las interacciones entre los distintos tipos de deterioros.

Además existe la variabilidad inherente a los materiales del firme, ya que no son absolutamente homogéneos, así como un desconocimiento de las futuras cargas de tráfico y de los factores ambientales. Sólo se pueden tener pronósticos más o menos ajustados, por lo que no se puede realizar con precisión una predicción de la respuesta de los materiales y del comportamiento del firme, de modo que deben aplicarse ajustes y técnicas estadísticas. Actualmente se están buscando métodos de ensayo para determinar los valores de diferentes parámetros que permitan tener en cuenta modelos de análisis no lineal.

Los ensayos dinámicos consisten básicamente en la aplicación de una determinada carga de forma repetida con una serie de frecuencias establecidas en un período de tiempo. Los datos que se pueden obtener varían según la duración del ensayo. Así, si se realizan ensayos durante un periodo de tiempo suficientemente prolongado, a una frecuencia fija y con una distribución de tensiones determinada, se pueden obtener datos como la deformación elástica (recuperable), la deformación permanente del material y el retraso entre la tensión máxima aplicada y la deformación máxima resultante, lo que da una idea del comportamiento viscoso del material. Estos ensayos son los denominados *ensayos de repetición de cargas*.

Si se realizan ensayos durante periodos de tiempo cortos se suele medir la tensión aplicada y la deformación, con lo que se calcula el *módulo dinámico* y el *ángulo de desfase* tensión-deformación. Por ello a estos ensayos se les denomina *ensayos de caracterización del módulo dinámico y del ángulo de desfase*.

Los ensayos dinámicos se pueden realizar a diversas temperaturas y utilizando diferentes cargas, frecuencias y secuencias de aplicación de las cargas. Se suelen usar cargas sinusoidales,

aunque también es frecuente (en el caso de ensayos prolongados) emplear pulsos cortos seguidos por un periodo de descanso.

En lo que se refiere a los *ensayos de repetición de cargas*, si se representa la deformación permanente acumulada (ϵ_{PA}) frente al tiempo se puede trazar una curva característica que se divide en tres partes bien diferenciadas (Fig. 4.2), identificando de esta forma tres tipos de comportamiento diferente en el material.

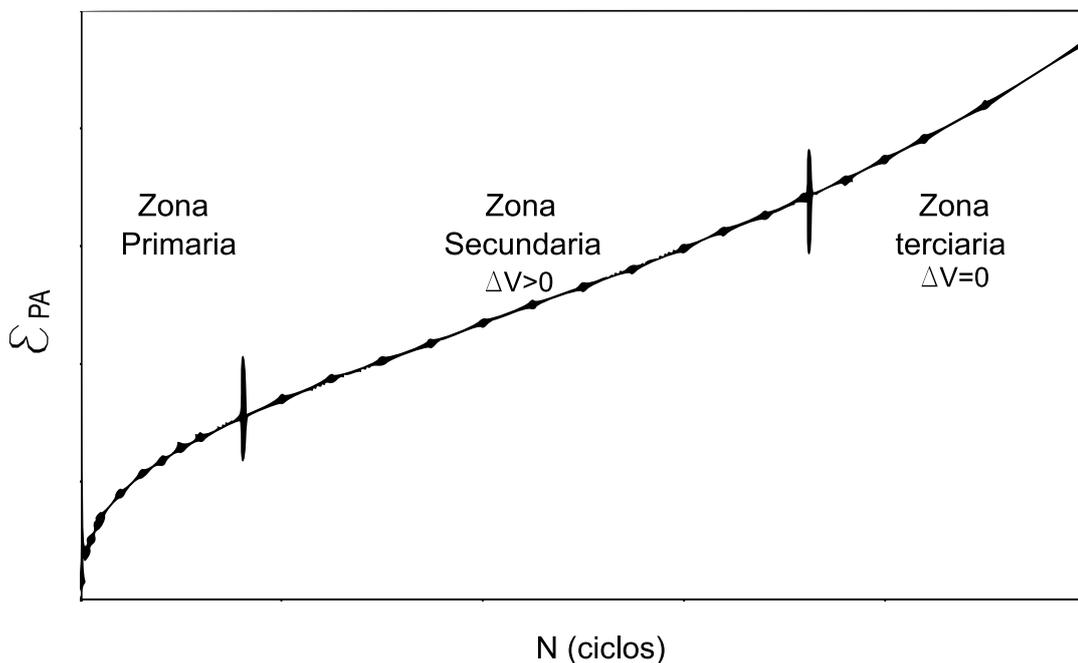


Fig. 4.2. Curva teórica deformación permanente acumulada vs. número de ciclos.

En la zona primaria la relación entre la deformación permanente acumulada y el número de ciclos es no lineal, decreciendo el incremento de la deformación con el número de ciclos. En la zona secundaria la relación entre la deformación y el número de ciclos es lineal, aumentando el volumen de la probeta. En la zona terciaria la relación vuelve a ser no lineal, creciendo el incremento de la deformación con el número de ciclos y permaneciendo constante el volumen de la probeta. Se suele llamar número de flujo al número de ciclos de carga en el que comienza la zona de deformación terciaria y se utiliza para identificar la zona de trabajo en la que potencialmente se pueden formar roderas en la MBC.

En lo que se refiere a los *ensayos de caracterización del módulo dinámico y del ángulo de desfase*, debe resaltarse que se suelen realizar ensayos a varias frecuencias durante periodos de

30-45 s para evaluar estas dos variables. Este tipo de ensayos deben realizarse con más cuidado que los de repetición de cargas, ya que se requiere una gran precisión en la medida de los datos de deformación.

Dentro de los ensayos dinámicos se pueden distinguir:

- *Ensayos sin confinamiento de la probeta.* Los más sencillos porque en ellos no se aplica ninguna presión de confinamiento a la probeta, tan solo una fuerza axial sobre la misma. Las medidas recomendables para las probetas son 100 mm de diámetro y 200 mm de altura, aunque se pueden utilizar con éxito alturas menores.
- *Ensayos con confinamiento de la probeta.* Son más complejos, ya que se aplica una presión lateral a la probeta, pero permiten simular unas condiciones de contorno más parecidas a las que se encuentra sometida la mezcla en el terreno. Se recomienda utilizar probetas con las mismas medidas que en el caso anterior (100 mm de diámetro y 200 mm de altura), aunque se pueden utilizar con éxito alturas menores.
- *Ensayos con aplicación diametral de la carga.* En ellos la probeta cilíndrica se apoya a lo largo de una de sus generatrices y se aplican verticalmente cargas de compresión en su generatriz diametralmente opuesta. BROWN, KANDHAL y ZHANG (2001) consideran que la única zona de tensiones uniformes durante la realización del ensayo es la que se encuentra a lo largo del plano definido por las dos generatrices anteriores (plano diametral). En el resto del material las tensiones no son uniformes y dependen de la forma de la probeta, por lo que a altas temperaturas o a cargas elevadas la deformación permanente produce cambios en la forma de la probeta que afectan al estado de tensiones y por tanto a los datos obtenidos.
- *Ensayos a tensión cortante.* Se aplica repetidamente una tensión de cortadura a una probeta cargada axialmente, midiéndose tanto la deformación axial como la deformación producida por la tensión cortante. Se ha demostrado que existe una alta variabilidad de los datos obtenidos con este tipo de ensayos (BROWN, KANDHAL y ZHANG, 2001).

- *Ensayos en pista de laboratorio.* Miden la deformación permanente que produce una rueda de pequeño tamaño al pasar varias veces sobre una probeta, correlacionándose dicha deformación con la que se produce realmente en el firme.
- *Ensayos a flexión.* En ellos se somete la probeta a cargas cíclicas, lo que produce deformaciones permanentes. Existen diferentes tipos de ensayos (2, 3 y 4 puntos) así como distintos tipos de probetas.

Entre los ensayos dinámicos estándar se pueden citar los ensayos AASHTO T 320 *Determining the Permanent Shear Strain and Stiffness of Asphalt Mixtures Using the Superpave Shear Tester (SST)* (AASHTO, 2006), ASTM D 4123 *Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures* (ASTM, 2006) y ASTM D 3497 *Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures* (ASTM, 2006). Con lo que se refiere a los ensayos que evalúan las propiedades dinámicas de las MBC en España, destacan los de *determinación del módulo resiliente* NLT-360 (CEDEX, 1992-2000), los de *resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio* NLT-173 (CEDEX, 1992-2000) y UNE-EN 12697-22 (AENOR, 2011) y los de *medida de los módulos dinámicos de materiales para carreteras* NLT-349 (CEDEX, 1992-2000).

1.2.1. Determinación del módulo resiliente

Mediante el ensayo NLT-360 se determina el módulo de resiliencia, que es la medida (por unidad de volumen) de la energía de deformación que se recupera, al cesar la tensión que origina la deformación (comportamiento dinámico). El módulo de resiliencia (M_R) se define de forma análoga al módulo de Young y se expresa con la ecuación (SEED y CHAN, 1962):

$$M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_e} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_e} \quad (4.1)$$

siendo σ_1 la tensión principal mayor, σ_3 la tensión principal menor, σ_d la tensión desviadora (diferencia entre ambas) y ε_e la deformación elástica. De este modo, mientras que el módulo de elasticidad es la tensión dividida por la deformación que sufre el material para una carga aplicada lentamente, el módulo de resiliencia es la relación entre la tensión y la deformación provocada por las cargas aplicadas de forma cíclica, como es el caso de las que se transmiten a

los firmes en servicio cuando pasan los vehículos. En la práctica M_R es la relación entre la tensión vertical empleada en el ensayo y la deformación que se produce según su diámetro horizontal (Fig. 4.3). El nivel de tensiones, así como la frecuencia de las mismas, afecta muy poco al M_R de la MBC; sin embargo, la temperatura le influye en gran medida, de forma que con un ligero aumento de la misma el módulo de resiliencia disminuye enormemente (MONISMITH, TSAI y TAYEBALI, 1994).

Como el ensayo para obtener el módulo de resiliencia se considera no destructivo (dado que la carga aplicada es pequeña), una misma probeta se puede utilizar en diferentes ensayos, permitiendo así realizar variaciones en las cargas utilizadas y en las condiciones ambientales de ensayo. Conviene indicar que la temperatura tiene un gran efecto sobre las MBC, afectando a su módulo de resiliencia. Actualmente en algunos de los métodos más utilizados para el diseño de firmes, como el método AASHTO (2006), se considera al módulo de resiliencia como una de las propiedades fundamentales para caracterizar el comportamiento de la MBC.

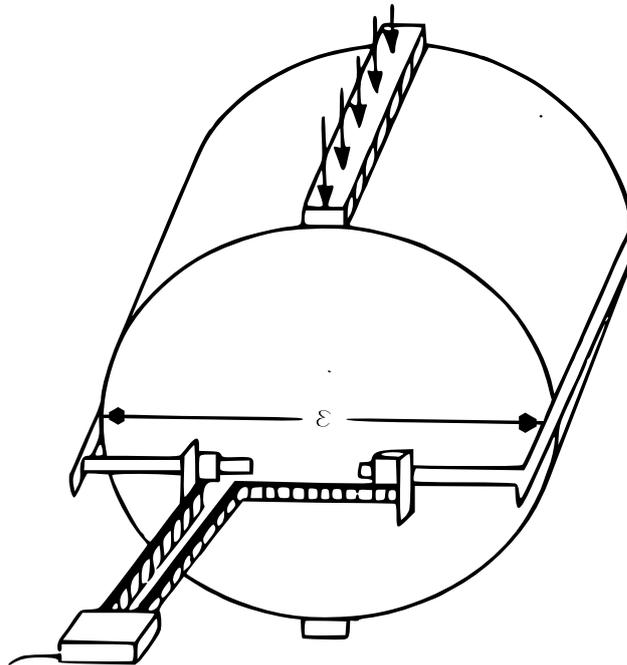


Fig. 4.3. Medida del módulo resiliente NLT-360 (CEDEX, 1992-2000).

1.2.2. Resistencia a la deformación plástica mediante pista de ensayo de laboratorio

La evaluación de la resistencia frente a las deformaciones plásticas de la MBC se sigue realizando en España mediante el ensayo de pista de laboratorio, pero existen diferencias sustanciales entre el ensayo que se había empleado hasta ahora, basado en la norma NLT-173

(CEDEX, 1992-2000), y el nuevo ensayo europeo de pista en laboratorio, *European wheel-tracking test* definido en la norma UNE-EN 12697-22, *Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para MBC. Parte 22: Ensayo de rodadura* (AENOR, 2011).

El objeto del ensayo europeo de pista de laboratorio sigue siendo el mismo que el de la norma NLT: determinar la susceptibilidad de las MBC a la deformación plástica mediante la acción de una rueda cargada. La norma da la posibilidad de utilizar tres dispositivos de ensayo distintos: tanto el dispositivo de gran tamaño como el extra grande emplean una rueda dotada de neumático inflado con aire, mientras que el dispositivo de pequeño tamaño está equipado con una rueda cuya banda de rodadura es de goma maciza.

El procedimiento español de ensayo en pista de laboratorio recogido en la norma NLT-173 (CEDEX, 1992-2000) se correspondería en principio con el dispositivo europeo de pequeño tamaño para ensayo realizado al aire, pero la frecuencia del movimiento de vaivén de la rueda, la carga aplicada sobre ella y la duración del ensayo son diferentes, por lo que tanto los resultados como las especificaciones establecidas en la normativa son diferentes.

El nuevo ensayo europeo de pista en laboratorio definido en la norma UNE-EN 12697-22 (AENOR, 2011) tiene más duración, mayor frecuencia de pasadas y menor presión de la rueda sobre la probeta. Además, las probetas ensayadas se compactan por distinto método, ya que para la norma NLT-173 (CEDEX, 1992-2000) la compactación se realizaba mediante vibración, por medio de vibradores eléctricos montados sobre una placa metálica, mientras que para la norma europea el método de compactación de la muestra se consigue mediante varias pasadas de un rodillo compactador. Como resultado del ensayo se mide la pendiente media de la deformación para 1000 ciclos de carga en el intervalo de 5000 a 10000 ciclos, siendo este parámetro el de referencia para establecer las nuevas prescripciones.

1.2.3. Medida de los módulos dinámicos de materiales para carreteras

En los materiales viscoelásticos lineales la relación entre la tensión y la deformación viene definida por un número complejo llamado *módulo complejo* (E^*):

$$E^* = |E^*| \cos \phi + i |E^*| \sin \phi \quad (4.2)$$

siendo $|E^*|$ el módulo dinámico y ϕ el ángulo de desfase entre la deformación máxima (ε_c) y la tensión cíclica axial de compresión máxima (σ_c) aplicada.

Se puede apreciar que el módulo complejo es realmente la suma de dos componentes: (i) *componente elástico* del módulo y (ii) la *pérdida o módulo viscoso*, indicador de las características viscosas del material evaluado.

El módulo dinámico se define como:

$$|E^*| = \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c} \quad (4.3)$$

La tensión cíclica axial de compresión máxima (σ_c) se obtiene de la expresión:

$$\sigma_c = \frac{F_{\max, \text{promedio}}}{A} \quad (4.4)$$

donde $F_{\max, \text{promedio}}$ es el promedio de la máxima carga axial en los últimos seis ciclos y A el área del testigo cilíndrico.

La deformación (ε_c), adimensional, se calcula como:

$$\varepsilon_c = \frac{|u_{\max, \text{promedio}}|}{L} \quad (4.5)$$

donde $u_{\max, \text{promedio}}$ es el promedio de la máxima deformación durante los últimos seis ciclos y L la distancia entre medidas de deformación.

El ángulo de desfase ϕ se calcula para cada frecuencia:

$$\phi = 360 \left(\frac{t_i}{t_p} \right) \quad (4.6)$$

siendo t_i el tiempo de retraso medio entre el ciclo de tensión y el de deformación y t_p el tiempo medio que dura el ciclo de tensión (Fig. 4.4). Para un material elástico puro el ángulo de desfase es 0 y el módulo complejo es igual al módulo dinámico. Para los materiales viscosos puros el ángulo de desfase es 90° .

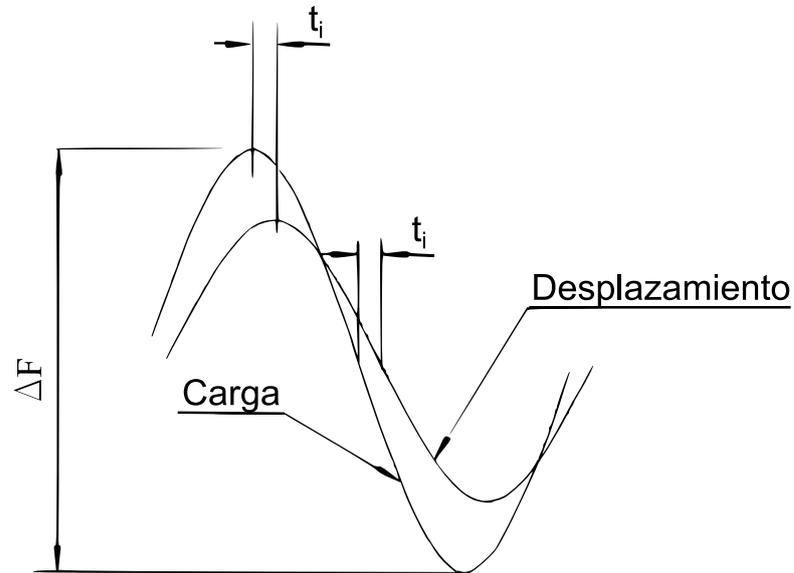


Fig. 4.4. Representación del retraso entre el ciclo de tensión y el de deformación.

El módulo dinámico se obtiene utilizando un equipo de ensayos, *Simple Performance Test* (SPT), que somete a las probetas de MBC a ciclos de cargas de compresión simple (Fig. 4.5). Para la realización del ensayo se utiliza una cámara de temperatura controlada y unas frecuencias y cargas determinadas.

Antes de empezar a recoger datos para determinar el módulo dinámico se debe realizar un preacondicionamiento de la probeta, para lo cual se le aplican 200 ciclos de carga a 25 Hz, utilizando las cargas definidas en los métodos de ensayo para la determinación del módulo dinámico para betunes de MBC sometidas a deformación permanente o a rotura por fatiga, como se indica en los apéndices A y D del *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) *Report 465*, según la temperatura a la que se encuentre la probeta. Posteriormente se vuelven a aplicar dichas cargas utilizando la frecuencia y el número de ciclos especificados en dichos métodos (WITCZAK *et al.*, 2002). En ambos casos, la tensión mínima aplicada será el 5% de la máxima aplicada.

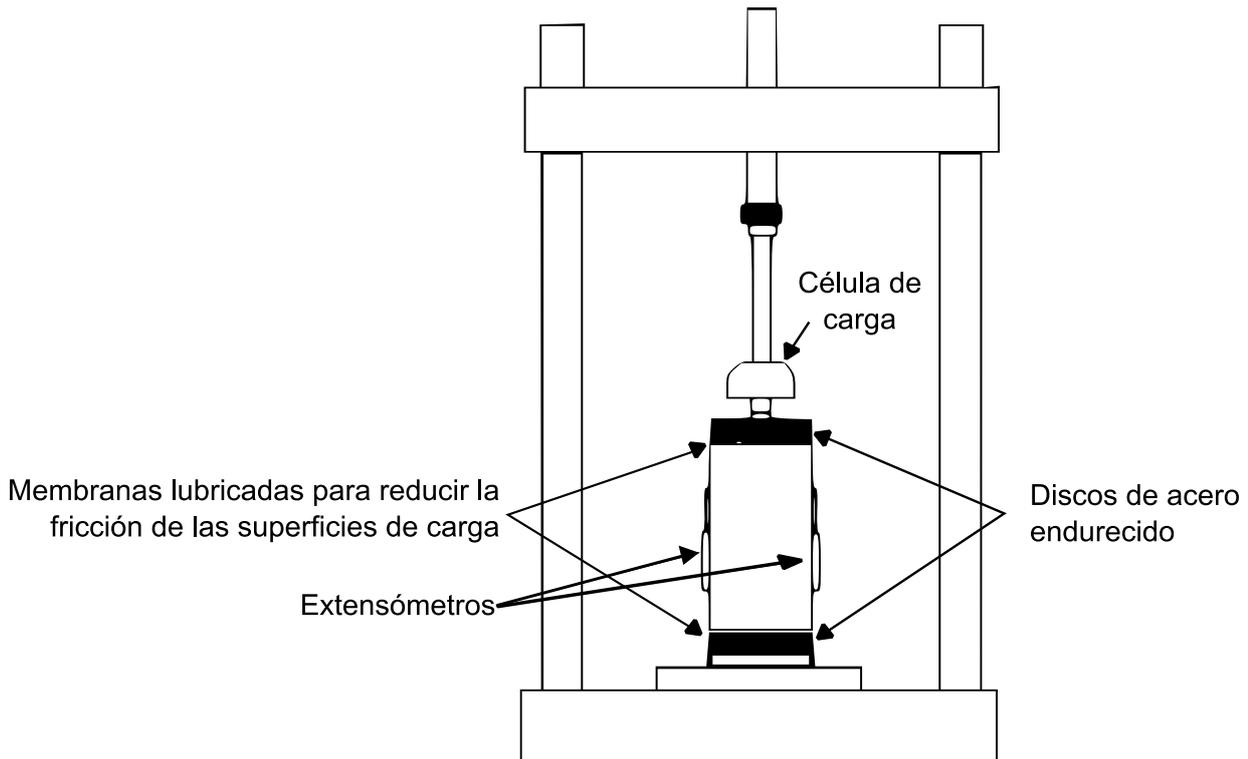


Fig. 4.5. Equipo de ensayo para mezclas asfálticas, SPT.

De este modo, para la determinación del módulo dinámico de las MBC, dependiendo del *origen del daño* de la MBC que se evalúe (fisuración por fatiga, deformación permanente o una mezcla de ambas), se define un rango de tensiones máximas dependiendo de la temperatura utilizada (Tabla 4.1) así como un número de ciclos dependiente de la frecuencia de aplicación de cargas utilizada (Tabla 4.2).

Tabla 4.1. Rango de tensiones máximas utilizadas para la determinación del $|E^*|$ en las MBC en función de la temperatura.

Origen del daño de la MBC	Temperatura (°C)	Rango de tensiones máximas (kPa)
Fisuración por fatiga	4	400-1500
	10	200-500
	20	100-690
Deformación permanente	25	70-690
	38	40-200
	54	10-70

Tabla 4.2. Número de ciclos utilizados para la determinación del $|E^*|$ de las MBC en función de la frecuencia de aplicación de las cargas.

Origen del daño de la MBC	Frecuencia (Hz)	N (ciclos)
Fatiga	20.0	150
Fatiga y deformación permanente (combinadas)	10.0	100
	5.0	50
Deformación permanente	1.0	25
	0.5	6
	0.1	6

1.3. Comportamiento a largo plazo

La fatiga de un material es el mecanismo de crecimiento de fisuras por causas mecánicas (solicitaciones oscilantes), incluyéndose dentro de éstas tanto las tensiones como las deformaciones que sufre el material.

El comportamiento en fatiga de las MBC es importante porque uno de los principales modos de fallo de los firmes constituidos por ellas es su fisuración por fatiga. Poder dictaminar las características en fatiga de una MBC es muy útil para predecir la vida del firme. Cuando los materiales que conforman la sección estructural de un firme se someten a tensiones de fatiga mediante solicitaciones oscilantes empiezan, bien a fisurarse, bien a acumular deformaciones permanentes (dependiendo de su rigidez inicial), siendo éstas las principales causas del deterioro observado en la superficie de los firmes. Tanto las fisuras como las deformaciones aparecen para tensiones muy por debajo de las que se supone que debería resistir el material.

1.3.1. Modelos de fatiga

Con el paso de los vehículos sobre la superficie de rodadura de un firme, ésta empieza a distribuir las tensiones hacia las capas inferiores, que se ven sujetas a tensiones cíclicas de compresión y de tracción alternativamente, provocando deformaciones en toda la estructura del firme. Un gran volumen de aplicaciones de carga provoca que los materiales sometidos a ellas tiendan, dependiendo de su rigidez inicial, a deformarse o fracturarse. En el caso particular de

los firmes, el tráfico rodado es el que genera un gran número de aplicaciones de carga en los mismos durante su vida en servicio.

Históricamente se ha considerado que las fisuras de fatiga se iniciaban en el fondo de la capa del firme, propagándose posteriormente hacia arriba (FENG-WANG, 2005).

Uno de los primeros modelos de fractura por fatiga provocada por cargas axiales en MBC fue el realizado por MONISMITH (1958).

$$N_f = a_1 \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^{a_2} \quad (4.7)$$

$$N_f = b_1 \left(\frac{1}{\sigma} \right)^{b_2} \quad (4.8)$$

siendo N_f el número de repeticiones de carga hasta la rotura por fatiga; σ la tensión en el fondo de la capa de firme; ε la deformación longitudinal de la capa de firme y a_1 , a_2 , b_1 y b_2 coeficientes característicos del material obtenidos experimentalmente. Estos coeficientes dependen de diversas propiedades de los materiales (rigidez, volumen de huecos, contenido de betún y viscosidad, granulometría de los áridos), así como de las condiciones ambientales, especialmente de la temperatura durante los ensayos.

Los modelos de fatiga desarrollados por el Instituto del Asfalto y por la empresa Shell (SHELL, 1978; 1985) incluyen el módulo dinámico $|E^*|$:

$$N_f = c_1 \varepsilon^{-c_2} |E^*|^{-c_3} \quad (4.9)$$

donde c_2 y c_3 son coeficientes determinados en laboratorio y correlacionados mediante el coeficiente c_1 con el comportamiento real de la MBC en la carretera (HUANG, 1993; SUN, HUDSON y ZHANG, 2003).

En el NCHRP se ha estudiado y perfeccionado el ajuste de los modelos de fatiga del Instituto del Asfalto y de la empresa Shell, descomponiendo el historial de tensiones en bloques de

amplitud y carga constante L_i , contando el número de ciclos n_i aplicado en cada bloque y calculando N_f . Para dichos ajustes, el NCHRP consideró que las fisuras se originan tanto en la superficie superior como en la inferior de la capa de MBC y calcula la acumulación del daño por fatiga mediante la expresión:

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (4.10)$$

siendo D el daño producido por fatiga al final del período de diseño (la rotura se producirá teóricamente cuando $D=1$), N_i el número máximo admisible de repeticiones para la carga L_i y m el número de bloques de ciclos de carga realizados sobre la probeta. Esta ecuación es en realidad la *Ley de Miner*, en la que se considera que la suma de las porciones de daño producidas por cada bloque de carga es el daño total (D) en el final del período de diseño.

Se han desarrollado también modelos de regresión, que relacionan en ensayos de tipo dinámico el número de ciclos aplicados antes de que se produzca la fractura con el total de energía disipada por unidad de volumen (W_D) mediante los coeficientes d_1 y d_2 determinados en laboratorio (DIJK, 1975):

$$N_f = d_1 (W_D)^{d_2} \quad (4.11)$$

Todos estos modelos generalmente son muy complicados y se han ido perfeccionando con el tiempo (MONISMITH, 1994). Para aplicarlos se necesita realizar una gran cantidad de cálculos intermedios basados en datos de laboratorio, por lo que no han ganado mucha popularidad y no se ha generalizado su empleo a nivel práctico.

1.3.2. Ensayos para determinar la fatiga

Para evaluar la fatiga se suele ensayar a flexión la MBC, y con los datos obtenidos se obtiene la curva de fatiga. De ella se obtiene la *ley de fatiga* del material, una ecuación de ajuste que permite estimar el número de aplicaciones de carga que un material puede soportar hasta su agotamiento, en función de la deformación que experimenta.

En realidad lo que se necesita evaluar no es el comportamiento de cada material por separado, sino el comportamiento de la MBC en su conjunto. Por este motivo se han desarrollado ensayos a flexión (en 2, 3 y 4 puntos, sobre distintos tipos de probetas), ensayos de compresión axial y tracción indirecta, como se muestra en la Fig. 4.6.

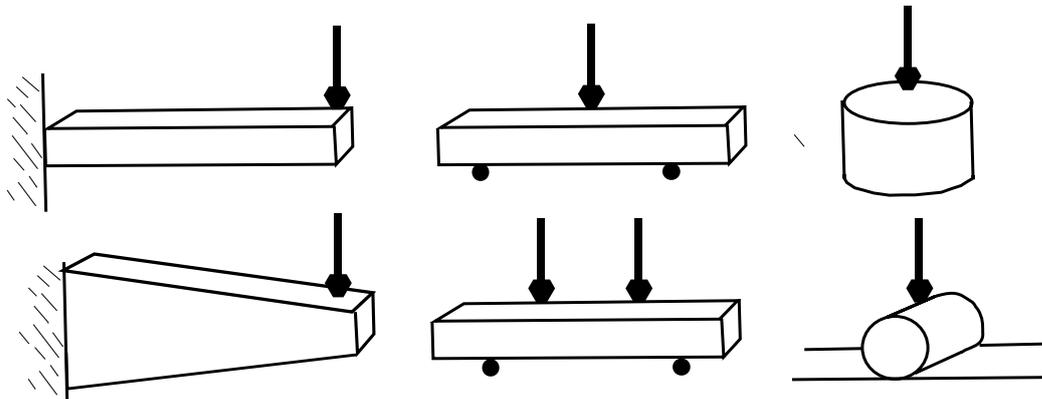


Fig. 4.6. Tipos de ensayos de fatiga utilizados en MBC.

El ensayo de fatiga a flexión estándar se encuentra definido en la norma AASHTO T 321, *Determining the Fatigue Life of Compacted Hot-Mix Asphalt. HMA* (AASHTO, 2006), y consiste en aplicar cargas cíclicas sobre el material (Fig. 4.7), lo que provoca deformaciones permanentes en el mismo si las tensiones aplicadas y el número de ciclos son suficientes. El ensayo dura hasta que el material alcanza una rigidez equivalente a la mitad de la inicial (porque es cuando se considera que se ha producido su rotura) o si esto no se consigue se detiene a 10^7 ciclos de carga.

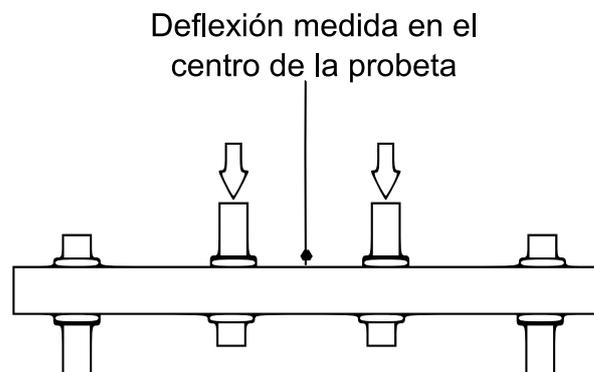


Fig. 4.7. Ensayo de fatiga a flexión (AASHTO, 2006).

Para la caracterización de la MBC a fatiga se puede medir también el módulo a flexión sobre probetas-testigo trapezoidales obtenidas directamente del firme de la carretera. En algunos casos el espesor de las capas no permite tallar los testigos verticalmente, según el procedimiento habitual, pero HVEEM y SHERMAN (1962) comprobaron que los resultados alcanzados con estos testigos son iguales a los obtenidos con testigos tallados horizontalmente (Fig. 4.8).

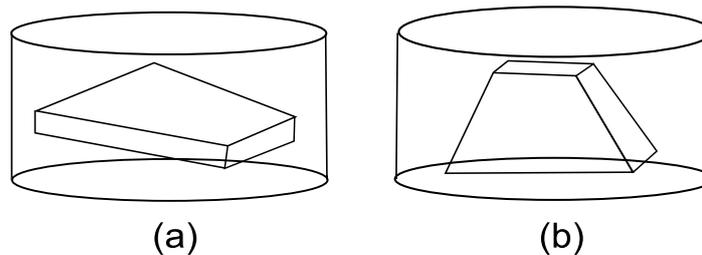


Fig. 4.8. Probetas-testigo trapezoidales.
(a) Horizontal.
(b) Vertical.

Los ensayos de flexión utilizados actualmente en España (2, 3 y 4 puntos) están definidos en la norma UNE-EN 12697-24 (AENOR, 2011), en la cual se especifican las dimensiones de las probetas, la maquinaria y el procedimiento de ensayo. Cabe reseñar que las probetas se obtienen directamente de la MBC colocada en obra o se fabrican en laboratorio con las medidas apropiadas.

La normativa española, al especificar los materiales las distintas capas que constituyen el firme de una carretera, define una serie de leyes de fatiga que quedan del lado de la seguridad, por lo que a la hora del diseño se sobredimensiona el espesor de cada capa en cuanto a su comportamiento óptimo a fatiga.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

La MBC que se utilizó para la caracterización mecánica inicial fue de tipo AC16 surf PMB 45/80-60 S (hormigón bituminoso) fabricada en 2005 y 2006 con ligante hidrocarbonado modificado tipo PMB 45/80-60. La proporción de betún modificado utilizado (según la fórmula de trabajo) ha sido del 5.4% en peso sobre MBC.

2.1. Comportamiento estático

En primer lugar se realizaron diversos ensayos estáticos, evaluándose tanto la resistencia a compresión simple como la resistencia a la deformación plástica Marshall. Los ensayos en prensa Marshall se hicieron sobre probetas fabricadas en laboratorio, de acuerdo a la norma NLT-159 (CEDEX, 1992-2000), y los de resistencia a compresión simple sobre testigos extraídos de la MBC recién colocada en obra.

2.1.1. Ensayo Marshall

El ensayo Marshall, norma NLT-159 (CEDEX, 1992-2000), consiste en aplicar una mordaza perimetral (prensa Marshall) a una probeta de MBC, a una temperatura de $60 \pm 1^\circ\text{C}$, que se ha mantenido previamente en una estufa a esa temperatura al menos durante 2 h. La probeta se comprime a una velocidad de deformación constante de 50.8 mm/min. De este ensayo se obtiene la carga de rotura (*estabilidad Marshall*) y el acortamiento diametral en rotura (*deformación Marshall*).

Sus principales ventajas son:

- Su uso está muy extendido tanto para el diseño de mezclas como para el control de ejecución.
- El procedimiento del ensayo está normalizado.
- El equipo se encuentra disponible en la mayoría de los laboratorios.
- Es fácil de implementar en los laboratorios a pie de obra.
- El tiempo de realización del ensayo es muy corto.

Sus principales inconvenientes son:

- Está basado en la experiencia y en la correlación de resultados de laboratorio. Las predicciones que se pueden realizar con sus resultados (en cuanto al futuro funcionamiento de la MBC ensayada) son muy limitadas, siendo necesario en la mayoría de los casos el uso de otros ensayos de laboratorio adicionales.
- No se puede predecir el nivel de deformaciones plásticas que se puede alcanzar en la MBC.

Para la realización de los ensayos Marshall según norma en esta Tesis se han fabricado en laboratorio probetas cilíndricas de 10.6 mm de diámetro y 63.5 mm de altura con material procedente de los acopios que se encontraban en las plantas de fabricación de MBC situadas en Chanos-Lubián, PK 108+000 de la autovía A-52 y San Salvador de Palazuelo, en la N-525 PK 66+300. Para ello se secaron las distintas fracciones de áridos a una temperatura comprendida entre 105 y 110°C y posteriormente se colocaron tanto éstos como el betún hasta la temperatura de fabricación de las MBC en planta, utilizándose las mismas fórmulas de trabajo que las empleadas en las plantas anteriormente referidas y que se han descrito en el capítulo II de la presente Tesis Doctoral.

Una vez fabricada en laboratorio la probeta de MBC se coloca en un molde, procediendo a su compactación mediante la maza Marshall antes de que la temperatura de la mezcla descienda demasiado. Se determina la densidad relativa aparente de la probeta mediante una balanza hidrostática, con ella y con los pesos específicos de los materiales utilizados se calcula la porosidad (huecos en mezcla) y los huecos en áridos de dichas probetas, de acuerdo a lo estipulado en la norma NLT-168 (CEDEX, 1992-2000).

2.1.2. Ensayo de compresión simple

El ensayo de resistencia a compresión simple (ERCS), norma NLT-161 (CEDEX, 1992-2000), consiste en aplicar a una probeta una fuerza de compresión axial sin soporte lateral, a una velocidad de deformación constante de 0.05 mm/min por mm de altura de probeta midiendo el acortamiento axial que se produce en la misma. Antes del ensayo las probetas se sumergen en un baño de aire regulado a $25 \pm 1^\circ\text{C}$ durante un tiempo mínimo de 4 h.

Sus principales ventajas son:

- Fácil de realizar.
- Información muy técnica.
- Muy extendido y conocido.
- El equipo está generalmente disponible en muchos laboratorios.

Sus principales inconvenientes son:

- La temperatura y la tensión utilizada en el laboratorio deberían ser más similares a las que presenta la MBC en condiciones reales.
- No produce una rotura clara en las probetas de MBC ensayadas.
- Restringe la temperatura de ensayo y los niveles de carga; no simula las condiciones de contorno reales de las MBC.
- Predice el funcionamiento de la MBC, aunque debido a sus limitaciones es cuestionable.
- No simula el fenómeno dinámico real que se produce durante la vida en servicio de la MBC.

El ensayo de compresión simple se realizó sobre testigos (probetas de 100 mm de diámetro y altura variable) obtenidas directamente de la MBC extendida en obra mediante extracción por medio de corte con una sonda rotativa, tal y como se puede observar en la Fig. 4.9), en control de desplazamiento, a una temperatura de ensayo de 25°C y una humedad aproximada del 43%.



(a) (b)
Fig. 4.9. Extracción de testigos de la calzada.
(a) Corte con sonda rotativa.
(b) Identificación.

2.2. Comportamiento dinámico

Los ensayos para la determinación del comportamiento dinámico (ECD) realizados fueron el de caracterización del *módulo dinámico* y del *ángulo de desfase*. Se realizaron en una máquina universal dinámica *Material Test System MTS-810* (Fig. 4.10).

Debido a la naturaleza visco-elástica de los materiales asfálticos, se consideró que el módulo dinámico es más apropiado para caracterizar el material que el módulo elástico, por lo que es el que se utilizó en la presente Tesis Doctoral.



Fig. 4.10. Máquina de ensayos a compresión simple utilizada para ensayos tanto estáticos como dinámicos.

En la realización de los ensayos se utilizaron el mismo tipo de probetas-testigo empleadas para los ensayos estáticos (100 mm de diámetro y altura variable). Los testigos se sometieron a ciclos de cargas con forma de onda sinusoidal. Las cargas aplicadas estuvieron comprendidas entre un máximo de 5 kN y un mínimo de 0.2 kN (no se llegó a 0 kN para que no se produjera despegue entre el testigo y los platos de compresión).

El ensayo se llevó a cabo en control de carga. Se realizó un preconditionamiento del testigo con un espectro de carga sinusoidal de 1000 ciclos con 5 kN máximo y 0.2 kN mínimo, a una frecuencia de 10.0 Hz. A continuación, y sin descomprimir en ningún momento el testigo, se realizó el ensayo con las cargas, frecuencias y número de ciclos necesarios.

2.3. Comportamiento a largo plazo

Todos los materiales sufren fatiga. Sin embargo, el escaso conocimiento de dicho fenómeno ha dado como resultado que para diseñar y analizar de los materiales a emplear en la construcción de infraestructuras en general, y carreteras en particular, los métodos utilizados históricamente

tanto para el diseño de firmes como para su análisis hayan sido mayoritariamente de tipo empírico, basados en extensos y costosos estudios estadísticos.

Las extrapolaciones que se realizan con los métodos de diseño de MBC de tipo empírico, cuando se usan para condiciones distintas de aquellas para las que han sido desarrollados, conducen a resultados discutibles y probablemente inciertos, obligando además a realizar grandes desembolsos económicos para recoger los datos necesarios para actualizar los modelos empíricos a las nuevas condiciones y materiales.

Además es importante tener en cuenta tanto el constante incremento del número de vehículos que circulan por las carreteras como la evolución de la tipología de los mismos, tendiéndose en la actualidad a circular con vehículos cada vez más voluminosos y con mayores cargas.

Los condicionantes enumerados anteriormente aconsejan el uso de métodos de diseño basados en el análisis y en el conocimiento del comportamiento mecánico real de los materiales constituyentes del firme por separado, así como su contribución al funcionamiento del firme en su conjunto.

Los ensayos de fatiga que se realizan habitualmente no se adaptan a las condiciones reales a las que se encuentra el material en la carretera (ni en la forma de aplicación de las cargas, ni en el material utilizado para el ensayo, ni en las condiciones de contorno) por lo que se propuso un nuevo tipo de ensayo que describiera más fielmente el comportamiento real de una MBC colocada en el paquete de firmes de una carretera.

Para ello, en lugar de fabricar la MBC en el laboratorio, se extrajeron testigos del firme colocado en la carretera. Dichos testigos tenían un diámetro de 100 mm y una altura variable entre 30 y 50 mm. La altura es la que tenía la capa puesta en obra.

El tipo de material ensayado fue una MBC tipo AC16 surf B50/70 fabricada por en la planta asfáltica de Chanos-Lubián. Para fijar los parámetros del ensayo se efectuó un estudio previo sobre las características reales de las sollicitaciones a las que estará sometida la MBC, así como sobre las condiciones de contorno existentes.

En lo que se refiere a las cargas a aplicar sobre la probeta, debido a la gran heterogeneidad de los vehículos que circulan por la carretera se determinó utilizar un vehículo pesado tipo (camión) con dos ejes equivalentes que soportaban cada uno un peso medio de 13 t y un vehículo ligero tipo (automóvil) con dos ejes equivalentes que soportaban cada uno un peso medio de 0.5 t.

El cálculo se hizo siempre del lado de la seguridad, ya que se adoptan pesos por eje mucho más altos que el de la mayoría de los existentes en el parque móvil español. Las motos no se tuvieron en cuenta debido al bajo porcentaje que circulan por la carretera objeto de estudio y a la baja incidencia que tienen en el comportamiento mecánico del firme dado su escaso peso, ya que la relación entre el peso por eje y el daño causado es exponencial (AASHTO, 1993).

Para determinar la fuerza a aplicar sobre la probeta se sustituyó el área de contacto real rueda-pavimento por un área de contacto circular. Aunque esto no es totalmente correcto, el error es insignificante, mucho más teniendo en cuenta la simplificación del uso de vehículos tipo. Las presiones de hinchado de los neumáticos en vehículos pesados (camiones) suelen oscilar entre 7 y 12 bar según la carga soportada, para el eje tipo de 13 t se adoptó un valor medio de 8 bar. En vehículos ligeros (automóviles) suelen oscilar entre 2 y 2.5 bar, según la carga soportada y para el eje tipo de 0.5 t se adoptó un valor de 2.0 bar.

Tabla 4.3. Radio de contacto y fuerza a aplicar en la probeta para cada vehículo tipo.

Tipo de Vehículo	Peso por eje (t)	Fuerza por eje (kN)	Fuerza por rueda (kN)	Radio de contacto (cm)	Superficie de contacto (cm ²)	Presión de contacto (kN/cm ²)	Fuerza a aplicar en la probeta (kN)
Pesado	13.00	127.53	63.77	15.83	786.43	0.08	6.37
Ligero	0.50	4.91	2.45	6.21	120.99	0.02	1.59

El reglamento general de vehículos marca una presión de inflado máximo de neumáticos de 9 kg/cm² (0.09 kN/cm²), que no se sobrepasa con los vehículos tipo seleccionados. Para el ensayo con testigos se calculó que era necesario utilizar una fuerza en compresión de 1.6 kN para simular los vehículos ligeros y de 6.4 kN para los vehículos pesados (Tabla 4.3).

En cuanto al modo y velocidad de aplicación de las cargas, se intentó reproducir de la forma más fielmente posible las tensiones transmitidas por las cargas que aplican los neumáticos al

paso de los vehículos. Para estudiar la forma de aplicación de las tensiones verticales por una rueda en el pavimento se han seguido las recomendaciones de HUANG (1993), por lo que se ha utilizado una onda compleja, de tipo sinusoidal mixta de 1 s de duración, de forma que la aplicación de la carga fue de 0.1 s seguida de 0.9 s de reposo (Fig. 4.11). También se utilizaron ondas sinusoidales simples a una frecuencia de 1.0 Hz para comparar con los anteriores.

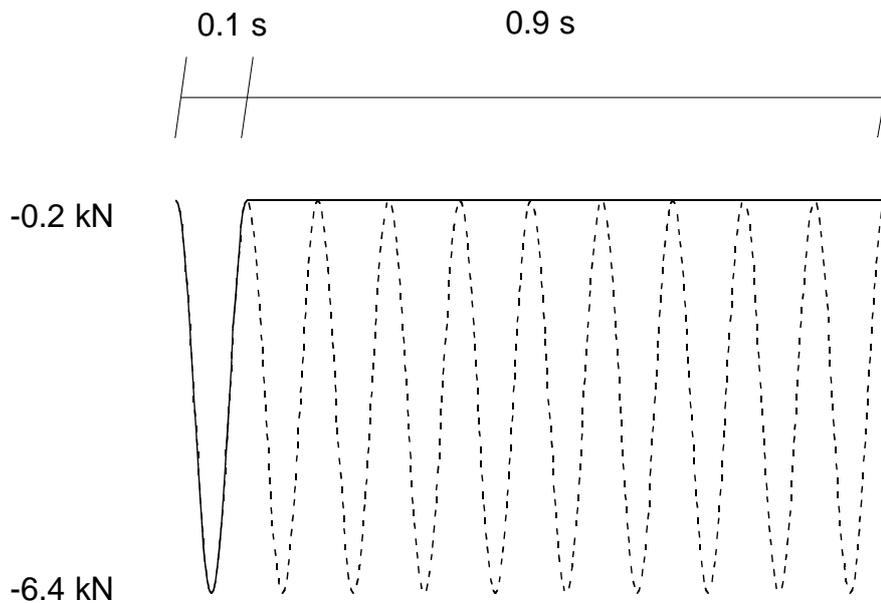


Fig. 4.11. Tipos de onda: sinusoidal (discontinua) y compleja (continua).

En la Tabla 4.4 se muestra una estimación sobre el tiempo que se tardaría en realizar un estudio equivalente a 20 años de servicio de la MBC, considerando que cada ciclo dura 1 s y de acuerdo a la IMD del tramo en estudio.

Tabla 4.4. Duración estimada de los ensayos.

Tipo de vehículo	N (ciclos)	Tiempo (días)
Motos	78506	1
Vehículos ligeros	32880953	381
Vehículos pesados	9321913	108
Totales	42281373	489

El ensayo es inabordable en términos de tiempo, por lo que se evaluó únicamente el daño producido por los vehículos pesados, ya que el causado por los vehículos ligeros y por las motos es despreciable frente al producido por los vehículos pesados, tal y como se observa al calcular

el factor de carga equivalente propuesto en la guía para el diseño de estructuras de la AASHTO (1993).

La ecuación de equivalencia de carga de la AASHTO no es práctica debido a su complejidad. Para poder comparar el daño producido por las diferentes cargas por eje (L) se puede calcular un cociente que evalúe la relación de daño ($Ratio_{\text{daño}}$) producido por unas respecto a las otras (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003).

$$Ratio_{\text{Daño}} = \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^4 \quad (4.12)$$

Para el caso de los vehículos tipo considerados en este estudio los ratios de daño producidos por un vehículo automóvil ($L_{\text{ligero}} = 4.91 \text{ kN}$) y por una moto ($L_{\text{moto}} = 1.96 \text{ kN}$) respecto a un camión ($L_{\text{pesado}} = 127.53 \text{ kN}$) son respectivamente $2.2 \cdot 10^{-6}$ y $5.6 \cdot 10^{-8}$ veces el producido por un vehículo pesado. Es decir, daños prácticamente despreciables respecto a los producidos por un vehículo pesado.

Aún considerando solamente los vehículos pesados el tiempo a emplear es elevado, por lo que se propuso la realización de los ensayos recogidos en la Tabla 4.5 para evaluar el comportamiento de la MBC a lo largo del tiempo.

Tabla 4.5. Número de ciclos a realizar en cada ensayo.

Probeta	Tipo onda	Tiempo(s)	Nº Ciclos	Nº días simulados
1	simple	6000	60000	25
2	simple	17000	170000	71
3	compleja	50000	500000	210
Totales		73000	730000	306

Como conclusión del estudio preliminar en la Tabla 4.6 se resumen los parámetros utilizados para la realización de los ensayos, sobre testigos de 10 cm de diámetro y altura variable:

Tabla 4.6. Parámetros utilizados en los ensayos.

Tipo de control	Control de carga
Tipos de onda	Sinusoidal compleja y sinusoidal simple
Frecuencia onda	Onda sinusoidal compleja: 1.0 Hz Onda sinusoidal simple: 10.0 Hz.
Duración	Hasta producir rotura de la probeta (número de ciclos para que la rigidez inicial se reduzca a la mitad)
Temperatura del ensayo	~20°C
Carga	6.4 kN vehículos pesados
Parar el ensayo para evaluar	Cada 8 horas

En los ensayos se mide la deformación permanente acumulada en función del número de ciclos de carga, que se puede correlacionar con el potencial de deformación plástica del material (posible formación de roderas). También se obtiene la amplitud de la deformación en cada ciclo de carga, así como la variación de rigidez del material a lo largo del tiempo.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

3.1. Comportamiento estático

Se presentan en los apartados siguientes los resultados de los ensayos estáticos realizados sobre la MBC AC16 surf B50/70 fabricada en 2005 y 2006.

3.1.1. Ensayo Marshall

En los ensayos realizados con la prensa Marshall (EM) se obtuvieron la deformación y estabilidad Marshall, que se muestran en la Tabla 4.7 se muestran junto con los datos particulares, para cada probeta ensayada, del porcentaje en peso de ligante sobre árido y *filler*, y el porcentaje en volumen de huecos sobre mezcla y sobre áridos. Las probetas se fabricaron en laboratorio (mezcla de materiales obtenida directamente de la máquina extendidora de MBC).

Tabla 4.7. Resultados experimentales de los ensayos Marshall (AC16 surf B50/70).

Ensayo	Ligante/árido (%)	Filler / Mezcla (%)	Huecos / Mezcla (%)	Huecos / Áridos (%)	Estabilidad Marshall (kg)	Deformación Marshall (mm)
EM-1	4.60	7.0	2.4	12.7	1410	2.8
EM-2	4.78	7.0	0.4	11.3	1539	3.4
EM-3	4.59	6.6	3.7	13.8	1428	2.7
EM-4	3.99	6.0	4.7	13.5	1553	3.0
EM-5	5.41	8.4	1.0	13.1	1531	3.7
EM-6	4.82	7.7	1.1	11.9	1573	3.5
EM-7	4.57	7.1	2.2	12.5	1639	3.3
EM-8	4.99	4.5	1.5	12.7	1713	2.9
EM-9	4.86	7.1	1.4	12.3	1727	3.2
EM-10	5.00	3.8	3.1	14.1	1373	3.2
EM-11	4.85	6.0	0.4	11.4	1261	2.8
EM-12	4.73	7.5	1.5	12.2	1820	3.2
EM-13	5.41	7.8	0.0	12.1	1910	3.4
EM-14	5.20	6.9	1.0	12.6	1911	3.4
EM-15	4.57	6.7	2.9	13.1	1825	2.8
EM-16	5.28	7.6	1.8	13.5	1905	3.6
EM-17	4.98	6.9	4.4	15.5	1704	3.4
EM-18	4.75	7.3	4.6	15.2	1736	3.4
EM-19	5.15	5.5	3.1	14.7	1456	2.9
EM-20	5.30	5.2	3.2	15.1	1537	2.9
EM-21	4.53	4.8	5.6	15.7	1593	2.8
EM-22	5.20	5.6	3.2	14.9	1729	2.7
EM-23	5.24	5.9	2.5	14.4	1574	2.8
EM-24	4.98	5.9	3.2	14.4	1498	3.1
EM-25	5.02	7.6	3.6	14.6	1806	3.9
EM-26	4.71	6.7	4.7	15.2	1776	3.0
EM-27	4.82	6.7	5.0	15.7	1510	3.1
EM-28	4.60	7.2	5.0	15.2	1795	3.2
EM-29	4.44	6.5	6.7	16.5	1516	3.1

3.1.2. Ensayo de compresión simple

En los ensayos de compresión simple se midieron las dimensiones iniciales y finales de cada testigo (Tabla 4.8). Se muestra su correspondiente representación gráfica fuerza vs. tiempo (F-t) y acortamiento vs. tiempo (u-t) en las Figs. 4.12 a 4.17.

Tabla 4.8. Ensayos de compresión simple de la MBC (AC16 surf B50/70).

Ensayo	Altura (mm)		Diámetro (mm)		Velocidad (mm/m)
	Inicial	Final	Inicial	Final	
ERCS-1	37.5	26.8	100	123.4	1.873
ERCS-2	37.3	31.2	100	124.8	1.871
ERCS-3	36.5	33.6	100	120.5	1.825

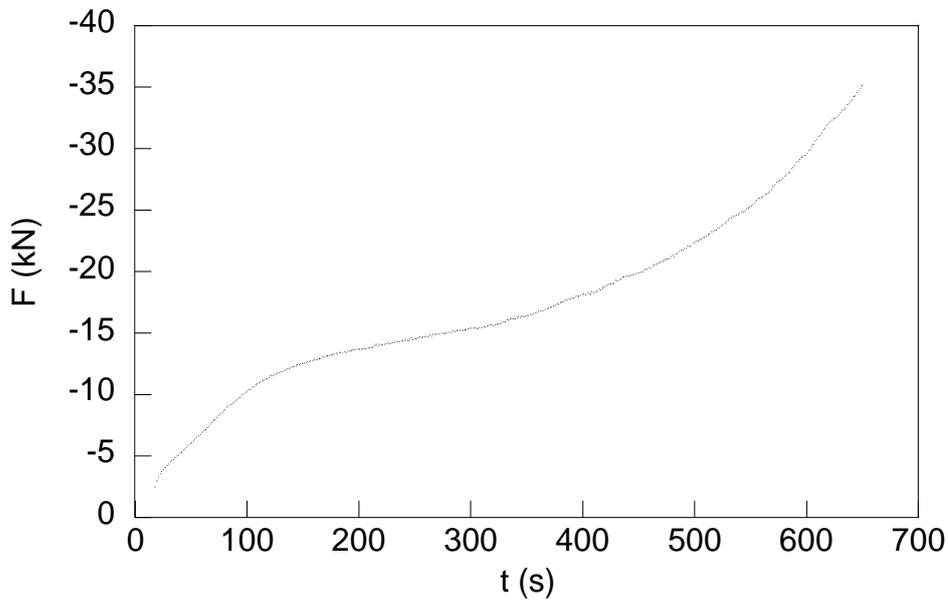


Fig. 4.12. Fuerza vs. tiempo, probeta ERCS-1 (AC16 surf B50/70).

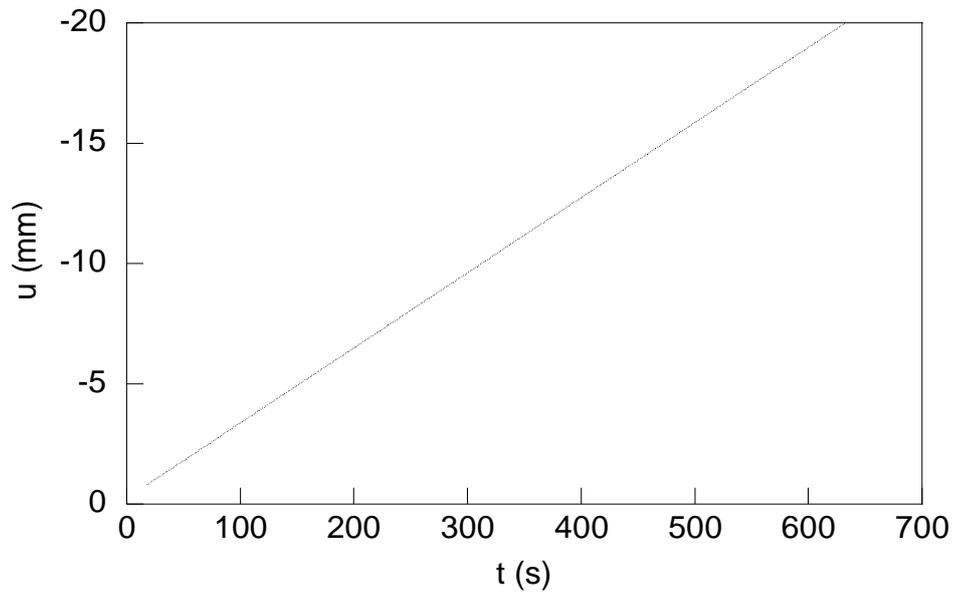


Fig. 4.13. Acortamiento vs. tiempo, probeta ERCS-1 (AC16 surf B50/70).

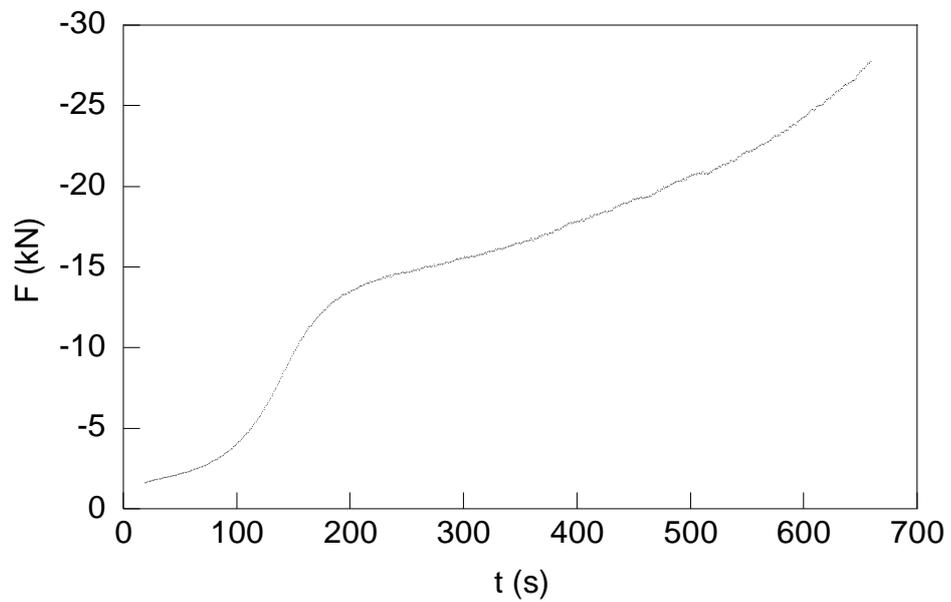


Fig. 4.14. Fuerza vs. tiempo, probeta ERCS-2 (AC16 surf B50/70).

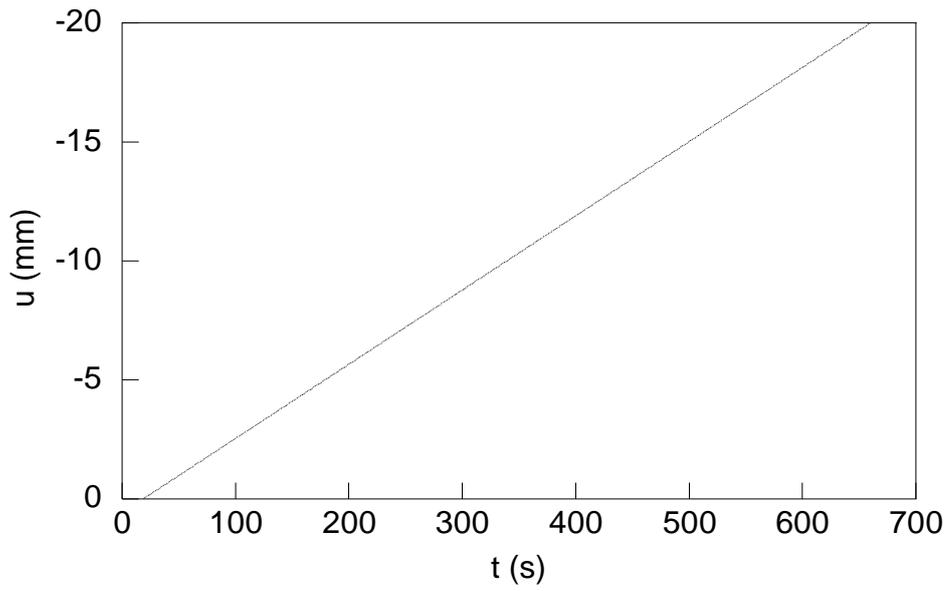


Fig. 4.15. Acortamiento vs. tiempo, probeta ERCS-2 (AC16 surf B50/70).

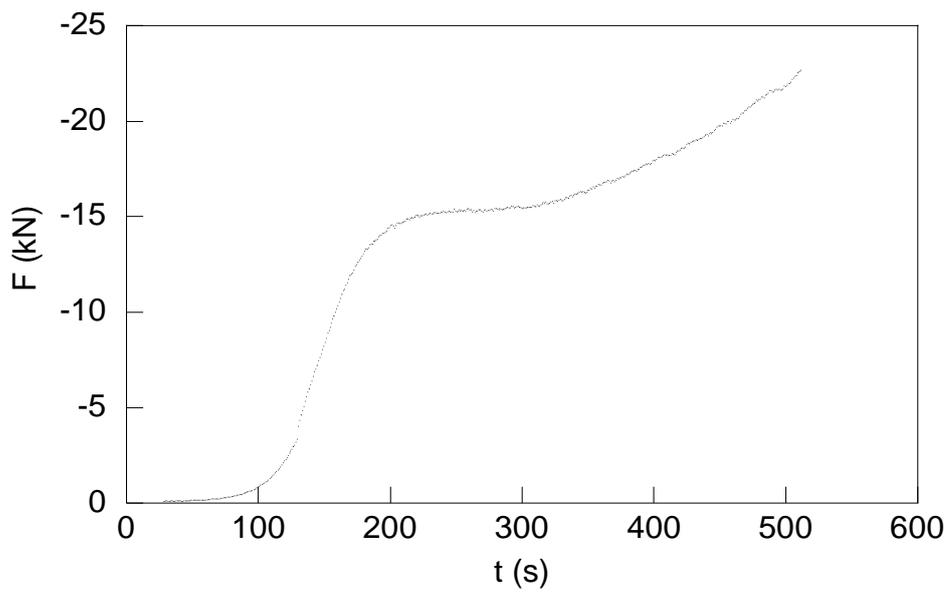


Fig. 4.16: Fuerza vs. tiempo, probeta ERCS-3 (AC16 surf B50/70).

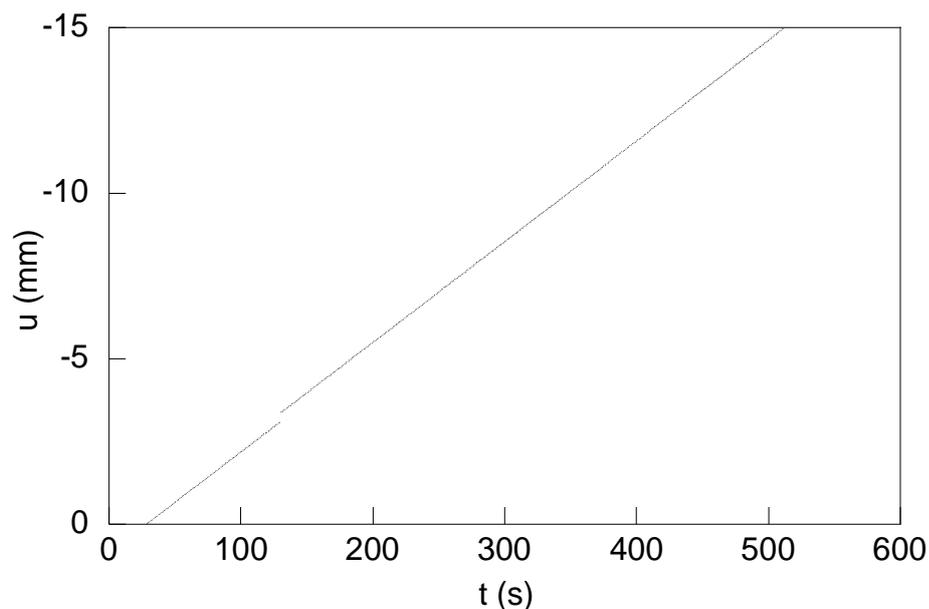


Fig. 4.17. Acortamiento vs. tiempo, probeta ERCS-3 (AC16 surf B50/70).

3.2. Comportamiento dinámico

En la Tabla 4.9 se presentan los resultados experimentales obtenidos de los ensayos de comportamiento dinámico (ECD) sobre testigos sometidos a tratamiento térmico previo durante 48 horas.

Tabla 4.9. Condiciones de los ensayos con testigos de MBC (AC16 surf B50/70).

Identificación	Altura (mm)	Diámetro (mm)	Temperatura (°C)	Frecuencias (Hz)
ECD-1	35	100	-10 ±1	0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0
ECD-2	41	100	-10 ±1	0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0
ECD-3	54	100	4 ±1	0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0
ECD-4	35	100	23 ±1	0.5, 1.0, 5.0 y 10.0
ECD-5	43	100	23 ±1	0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0
ECD-6	43	100	40 ±1	0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0
ECD-7	43	100	40 ±1 y 4 ±1	0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0

Se midieron las dimensiones de los testigos (altura, h y diámetro, D) tanto al comienzo como al final de cada ensayo, para registrar las posibles variaciones que pudieron sufrir. En ninguno de los casos se detectaron variaciones entre las dimensiones iniciales y finales.

(1) Testigo ECD-1 ($h = 35 \text{ mm}$ y $D = 100 \text{ mm}$) de MBC AC16 surf B50/70 sometido a un acondicionamiento térmico previo de $-10 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 48 h. Se realizaron ensayos dinámicos a las frecuencias de 0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0 Hz (Figs. 4.18 a 4.24).

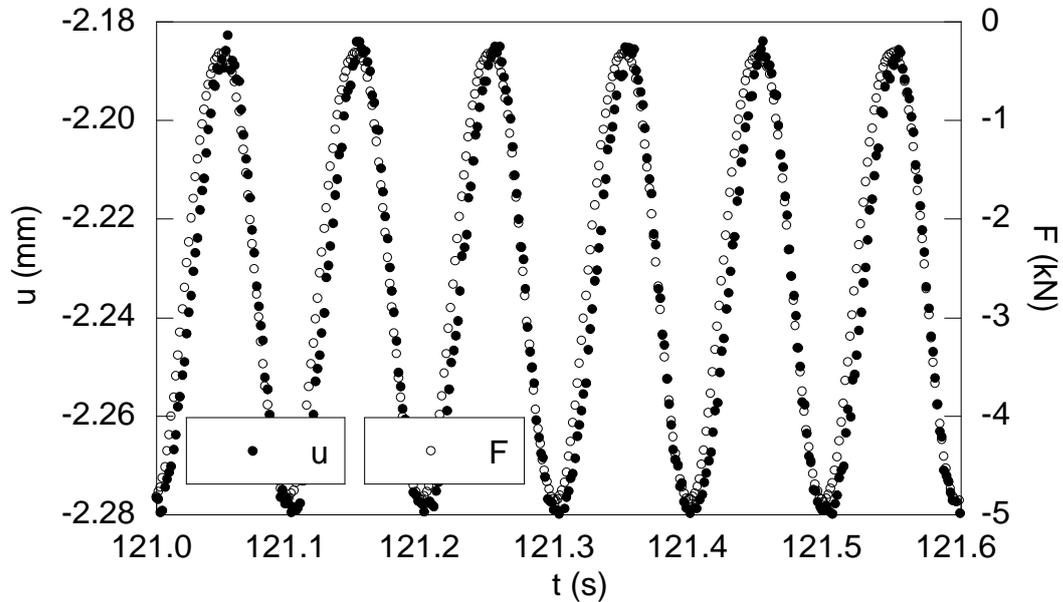


Fig. 4.18. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 10.0 Hz, testigo ECD-1.

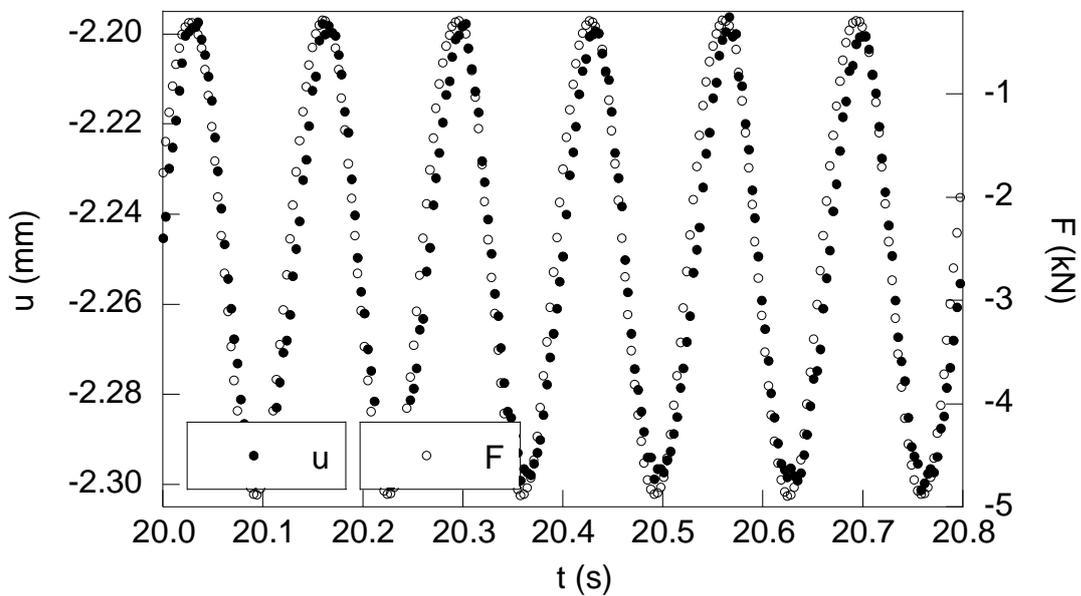


Fig. 4.19. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 7.5 Hz, testigo ECD-1.

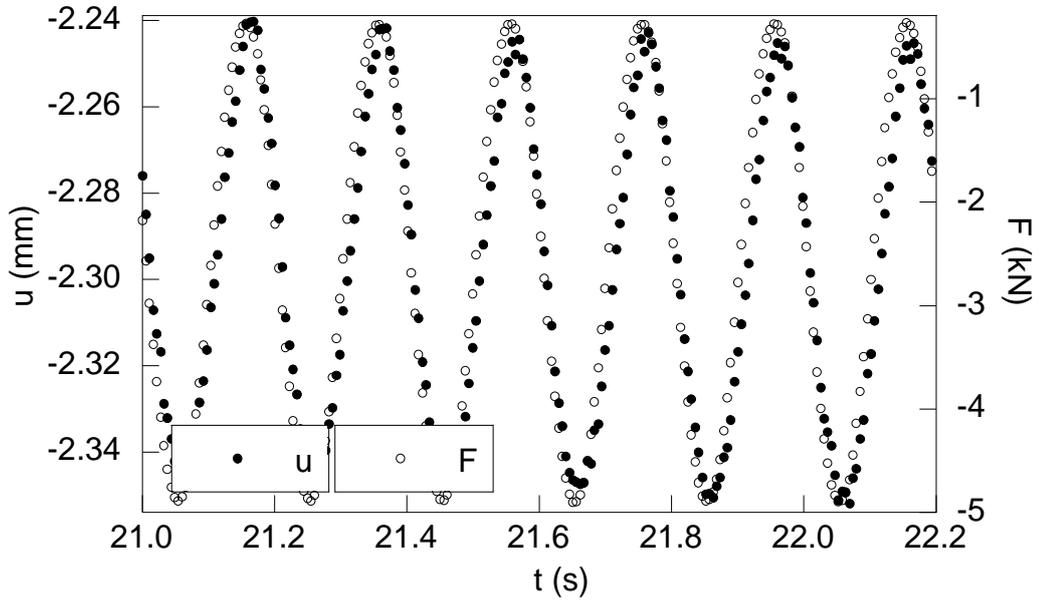


Fig. 4.20. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 5.0 Hz, testigo ECD-1.

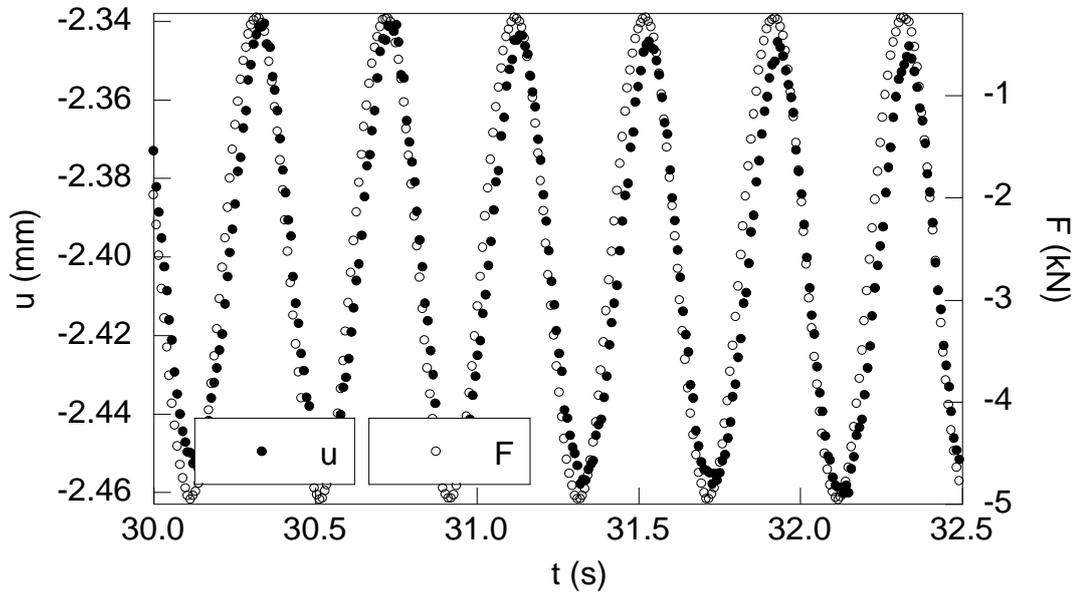


Fig. 4.21. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 2.5 Hz, testigo ECD-1.

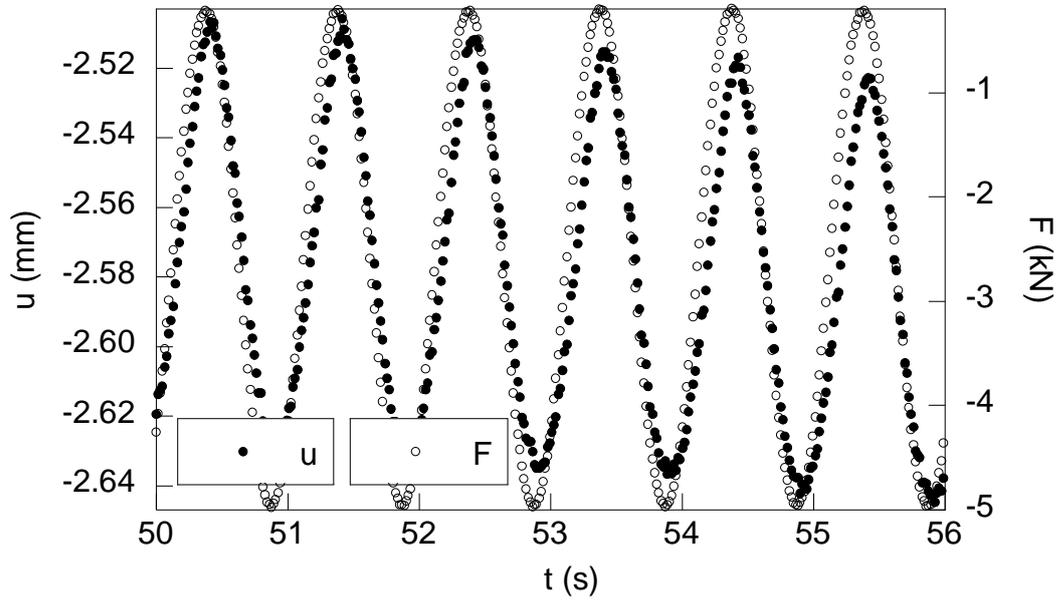


Fig. 4.22. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 1.0 Hz, testigo ECD-1.

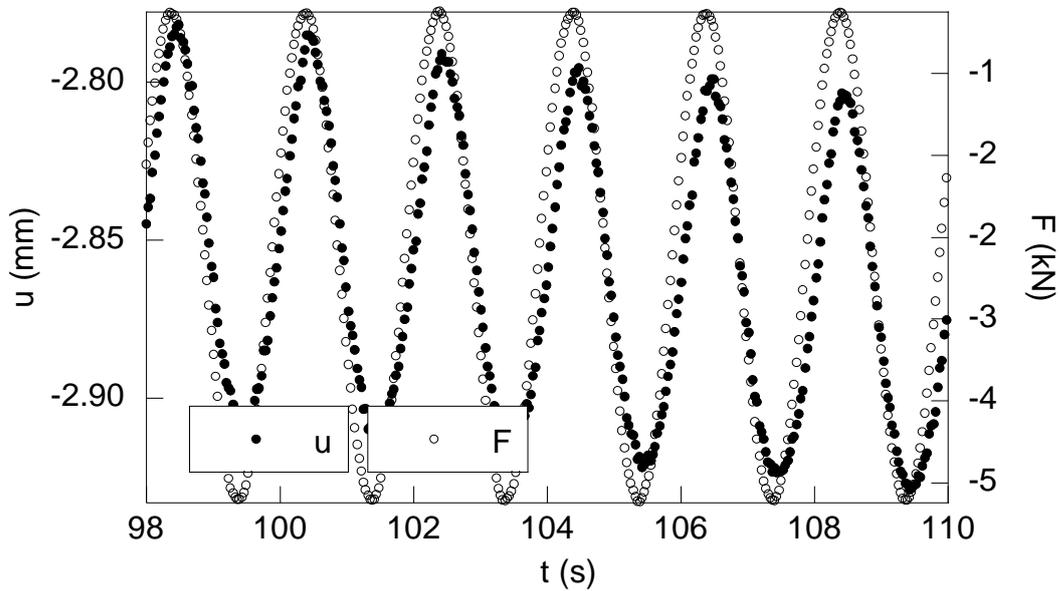


Fig. 4.23. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.5 Hz, testigo ECD-1.

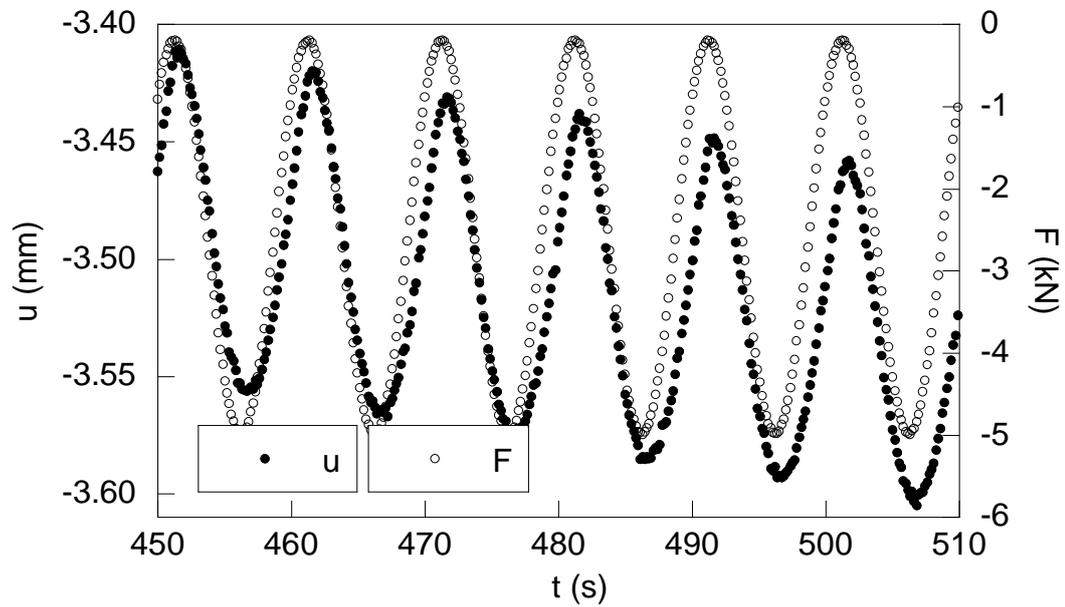


Fig. 4.24. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.1 Hz, testigo ECD-1.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 4.10 y su correspondiente representación gráfica en la Fig. 4.25.

Tabla 4.10. Resultados de los ensayos dinámicos a la temperatura de $-10 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-1.

Frecuencia (Hz)	Módulo dinámico (MPa)	Angulo de desfase ($^\circ$)
10.0	220.5	19.80
7.5	209.7	21.60
5.0	196.2	23.40
2.5	182.8	27.00
1.0	173.9	28.08
0.5	172.5	28.80
0.1	142.6	29.23

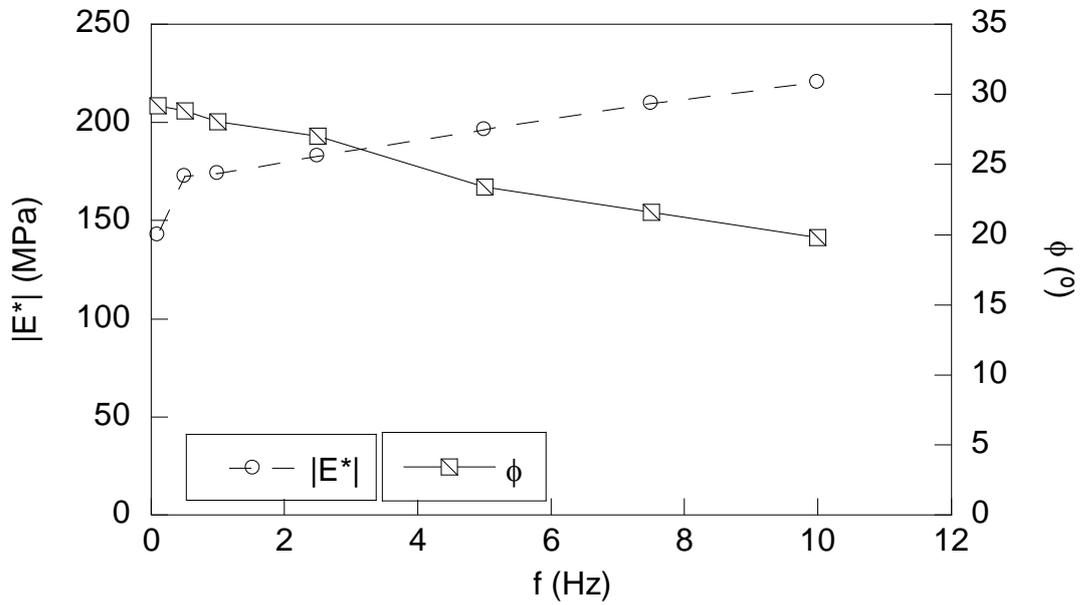


Fig. 4.25. Módulo dinámico y ángulo de desfase vs. frecuencia, $-10 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-1.

(2) Testigo ECD-2 ($h = 41 \text{ mm}$ y $D = 100 \text{ mm}$) de MBC AC16 surf B50/70 sometido a un acondicionamiento térmico previo de $-10 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 48 h. Se realizaron ensayos dinámicos a las frecuencias de 0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0 Hz (Figs. 4.26 a 4.32).

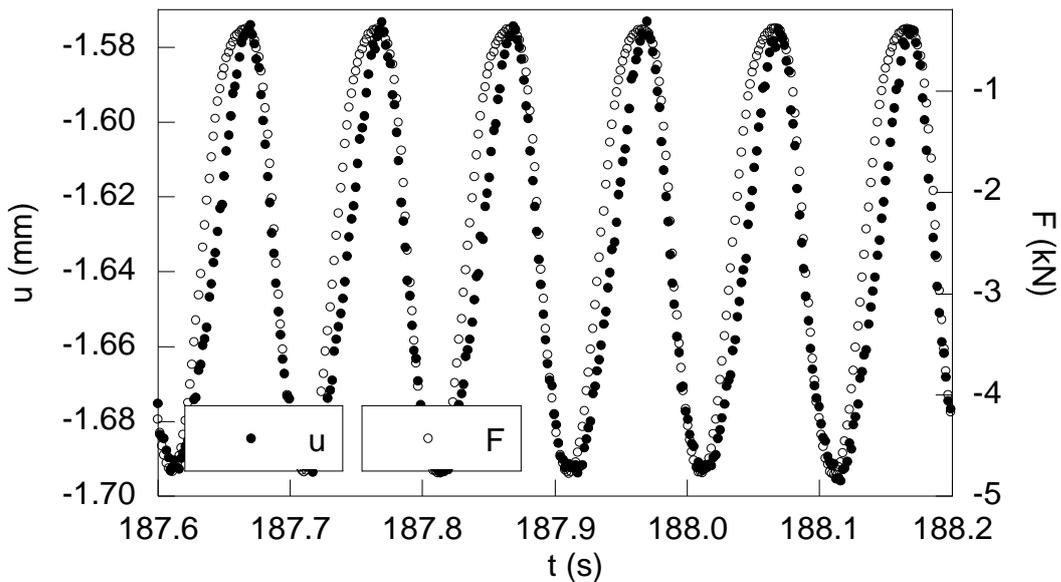


Fig. 4.26. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, frecuencia 10.0 Hz, testigo ECD-2.

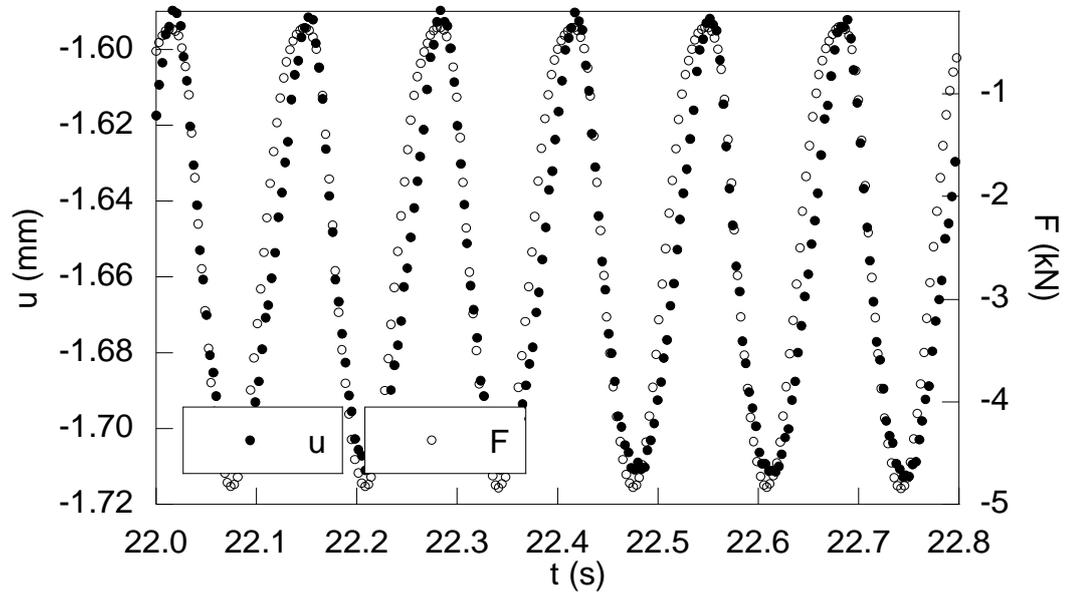


Fig. 4.27. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, frecuencia 7.5 Hz, testigo ECD-2.

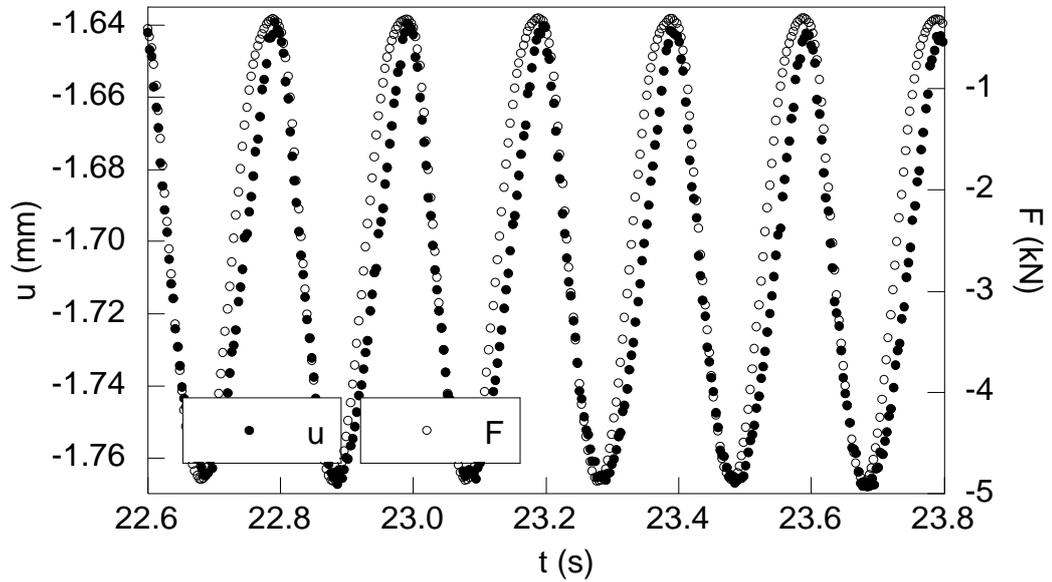


Fig. 4.28. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 5.0 Hz, testigo ECD-2.

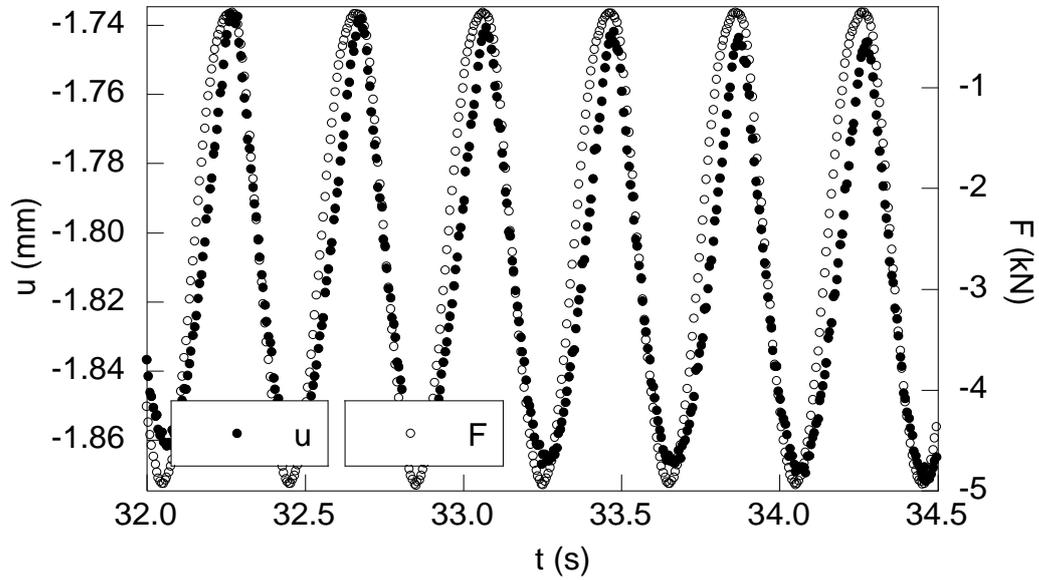


Fig. 4.29. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 2.5 Hz, testigo ECD-2.

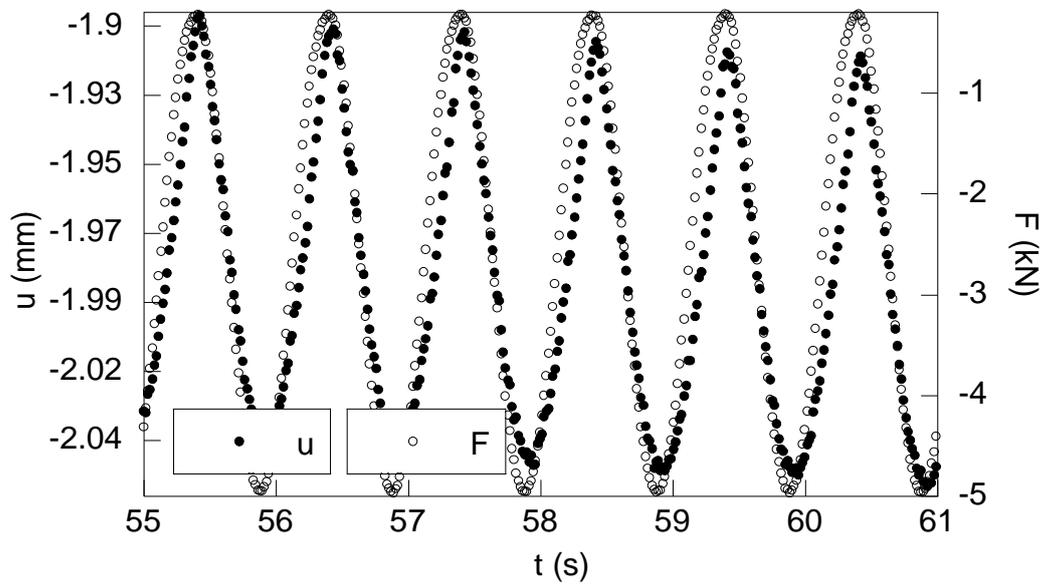


Fig. 4.30. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 1.0 Hz, testigo ECD-2.

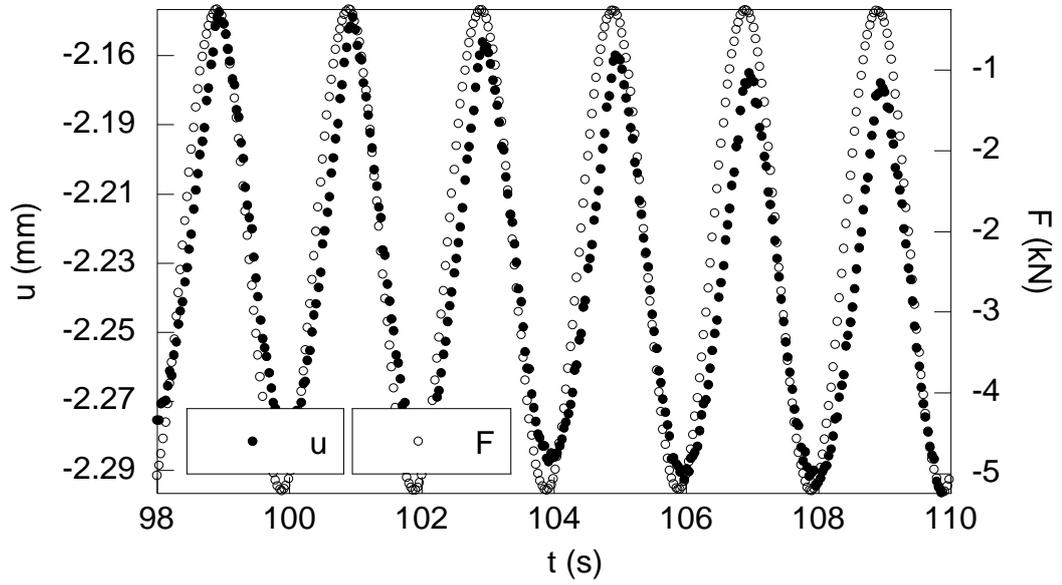


Fig. 4.31. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.5 Hz, testigo ECD-2.

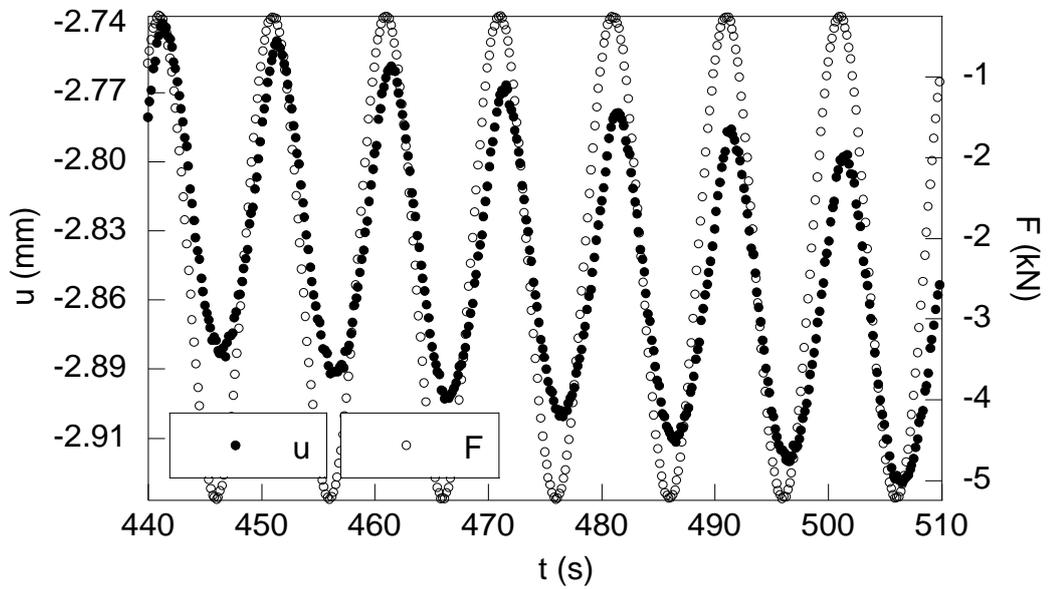


Fig. 4.32. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.1 Hz, testigo ECD-2.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 4.11 y su correspondiente representación gráfica en la Fig. 4.33.

Tabla 4.11. Resultados de los ensayos dinámicos a la temperatura de $-10 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-2.

Frecuencia (Hz)	Módulo dinámico (MPa)	Angulo de desfase ($^\circ$)
10.0	210.57	21.60
7.5	202.07	24.30
5.0	194.24	25.20
2.5	184.24	27.90
1.0	178.98	28.80
0.5	172.81	29.52
0.1	158.59	29.70

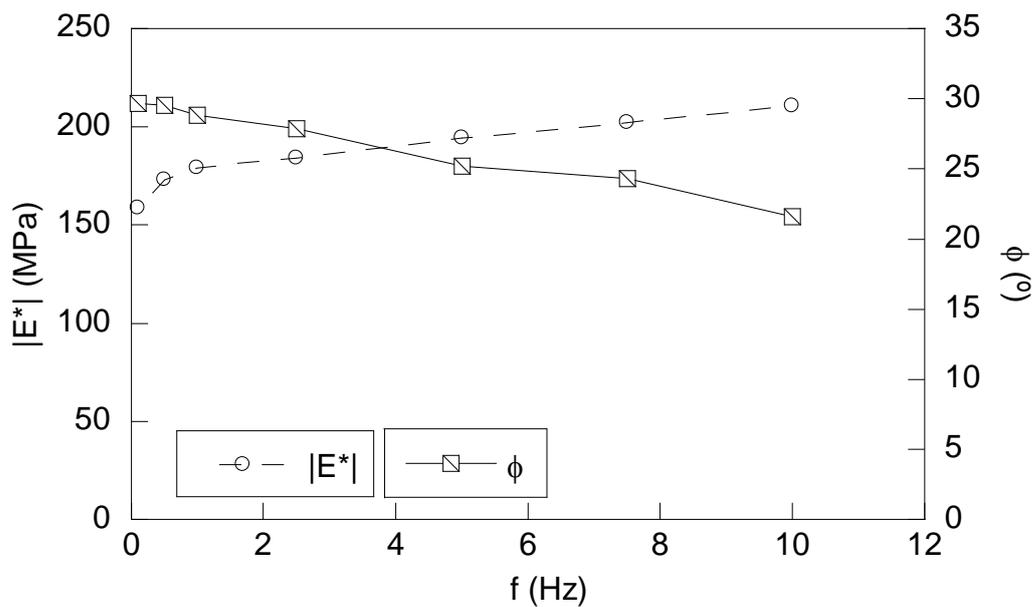


Fig. 4.33 Módulo dinámico y ángulo de desfase vs. frecuencia, $-10 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-2.

(3) Testigo ECD-3 ($h = 54 \text{ mm}$ y $D = 100 \text{ mm}$) de MBC AC16 surf B50/70 sometido a un acondicionamiento térmico previo de $4 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 48 h. Se realizaron ensayos dinámicos a las frecuencias de 0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0 Hz (Figs. 4.34 a 4.40).

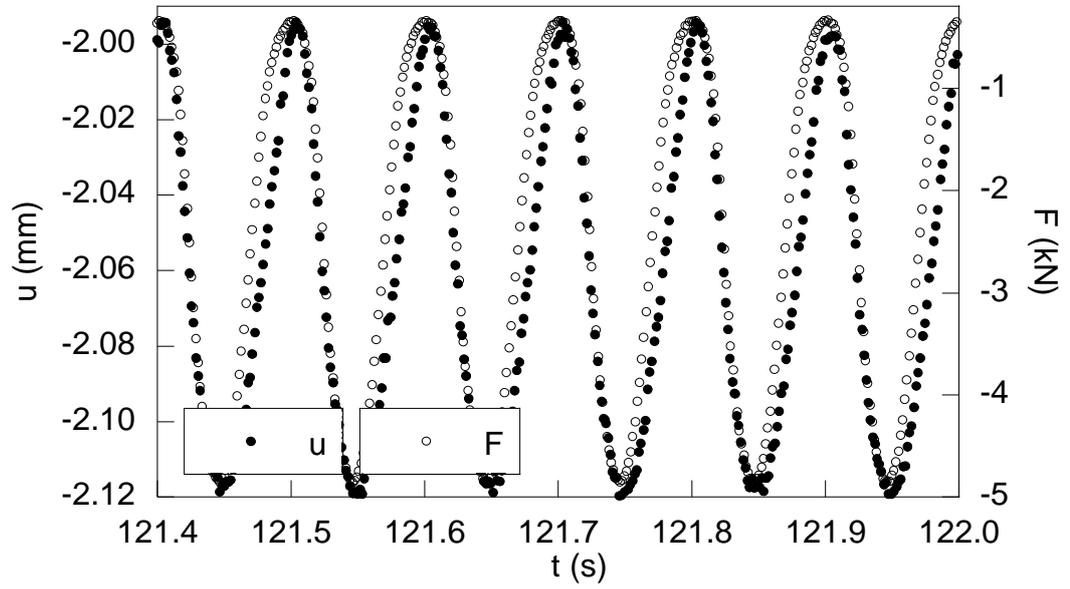


Fig. 4.34. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 10.0 Hz, testigo ECD-3.

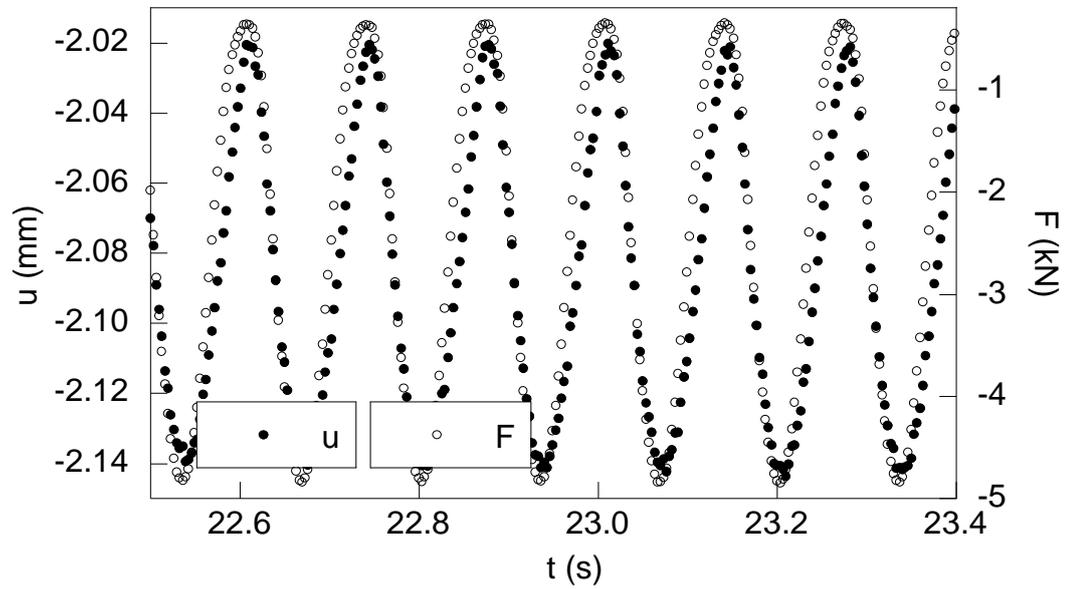


Fig. 4.35. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 7.5 Hz, testigo ECD-3.

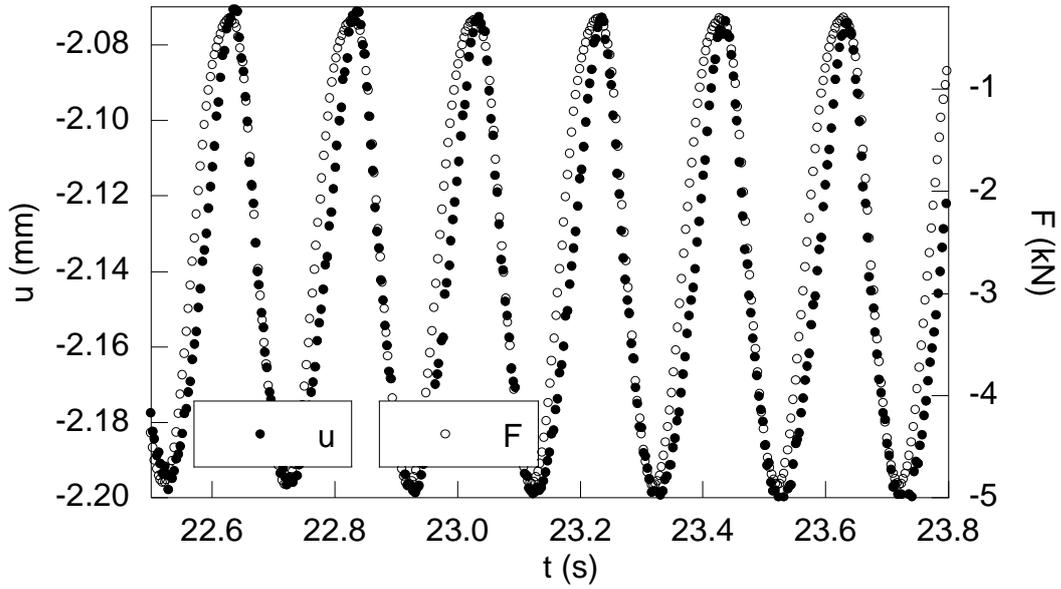


Fig. 4.36. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 5.0 Hz, testigo ECD-3.

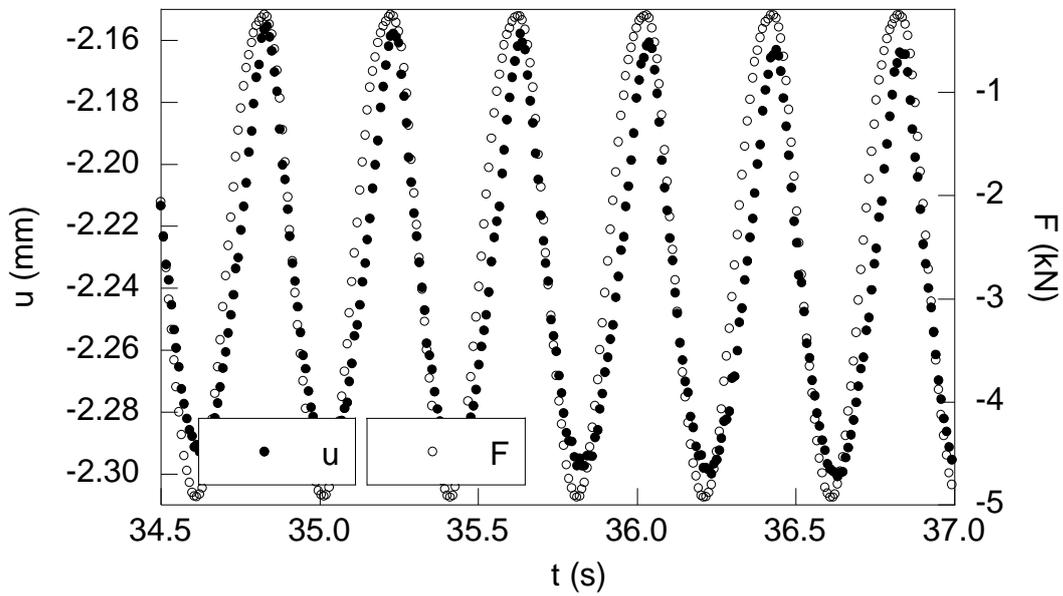


Fig. 4.37. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 2.5 Hz, testigo ECD-3.

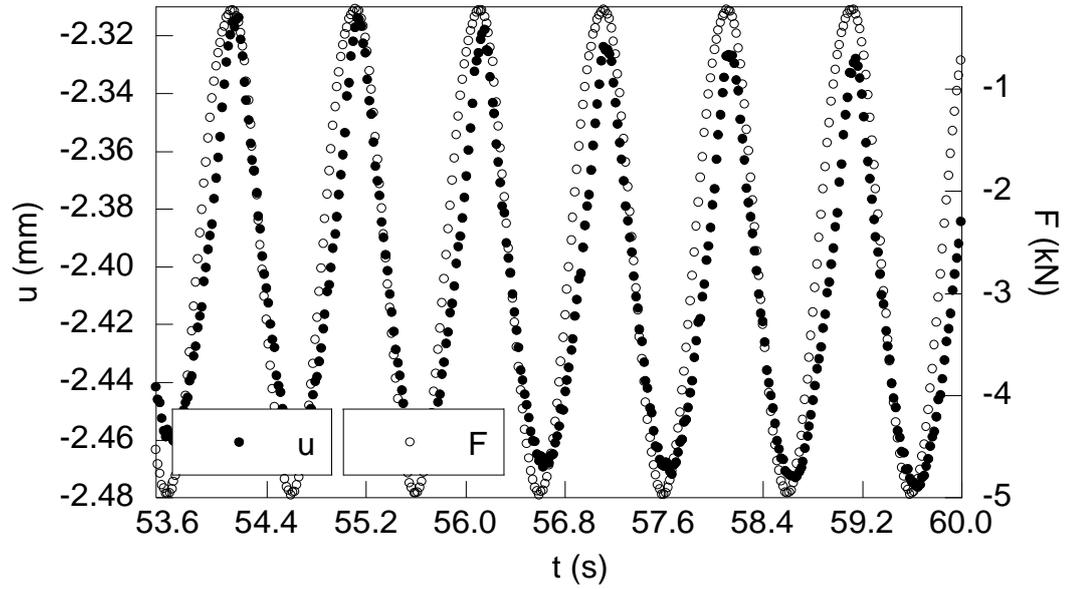


Fig. 4.38. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 1.0 Hz, testigo ECD-3.

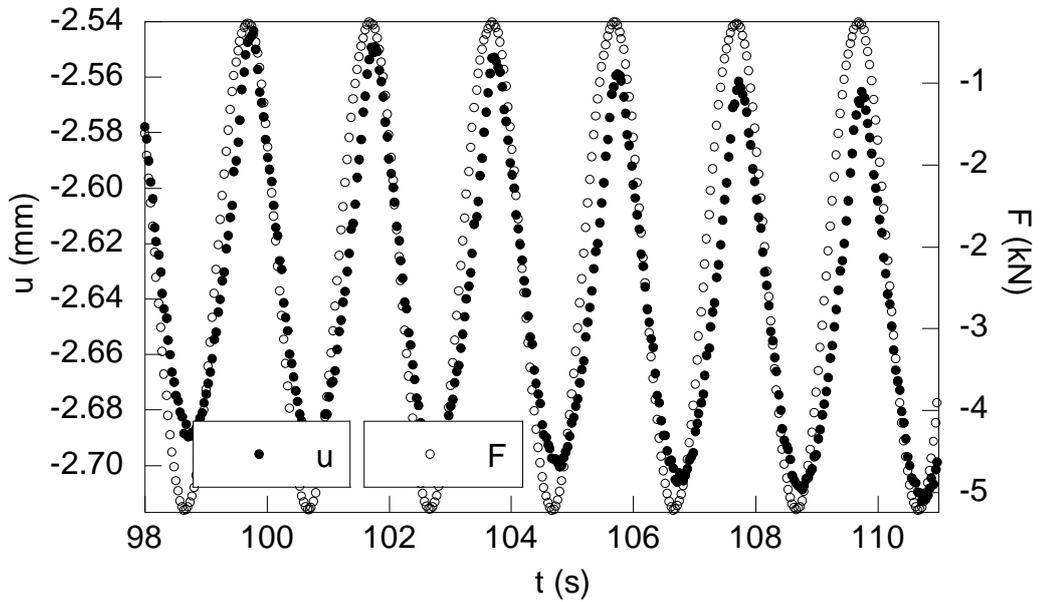


Fig. 4.39. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.5 Hz, testigo ECD-3.

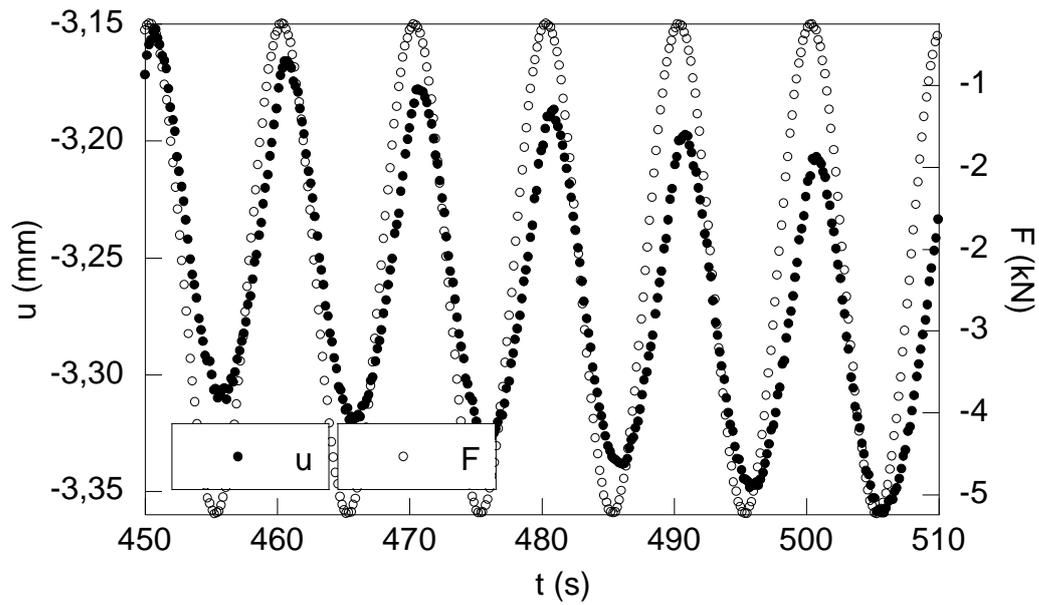


Fig. 4.40. ECD-3. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.1 Hz, testigo ECD-3.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 4.12 y su correspondiente representación gráfica en la Fig. 4.41.

Tabla 4.12. Resultados de los ensayos dinámicos a la temperatura de $4 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-3.

Frecuencia (Hz)	Módulo dinámico (MPa)	Angulo de desfase ($^\circ$)
10.0	266.15	23.400
7.5	264.02	25.650
5.0	259.86	27.000
2.5	234.06	28.800
1.0	218.56	29.160
0.5	212.92	30.600
0.1	210.21	31.680

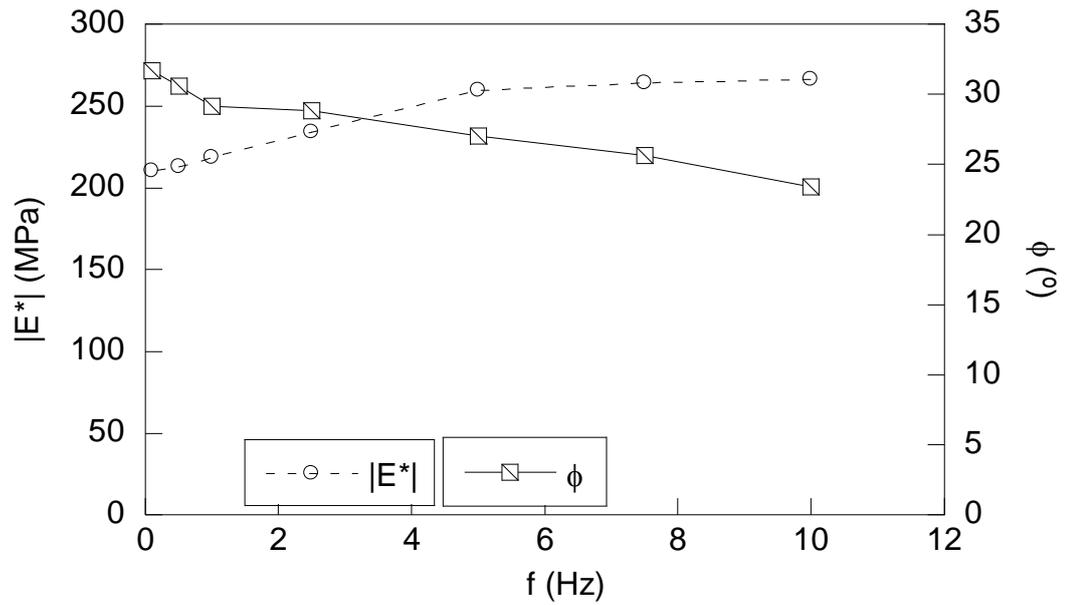


Fig. 4.41. Módulo dinámico y ángulo de desfase vs. frecuencia, $4 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-3.

(4) Testigo ECD-4 ($h = 35 \text{ mm}$ y $D = 100 \text{ mm}$) de MBC AC16 surf B50/70 sometido a un acondicionamiento térmico previo de $23 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 48 h. Se realizaron ensayos dinámicos a las frecuencias de 0.5, 1.0, 5.0 y 10.0 Hz (Figs. 4.42 a 4.45).

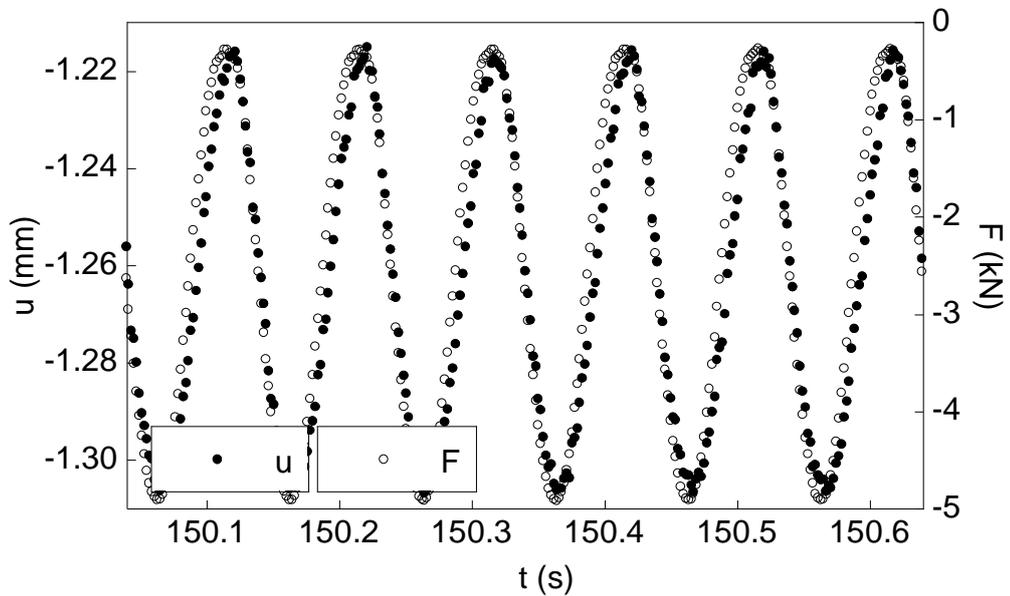


Fig. 4.42. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 10.0 Hz, testigo ECD-4.

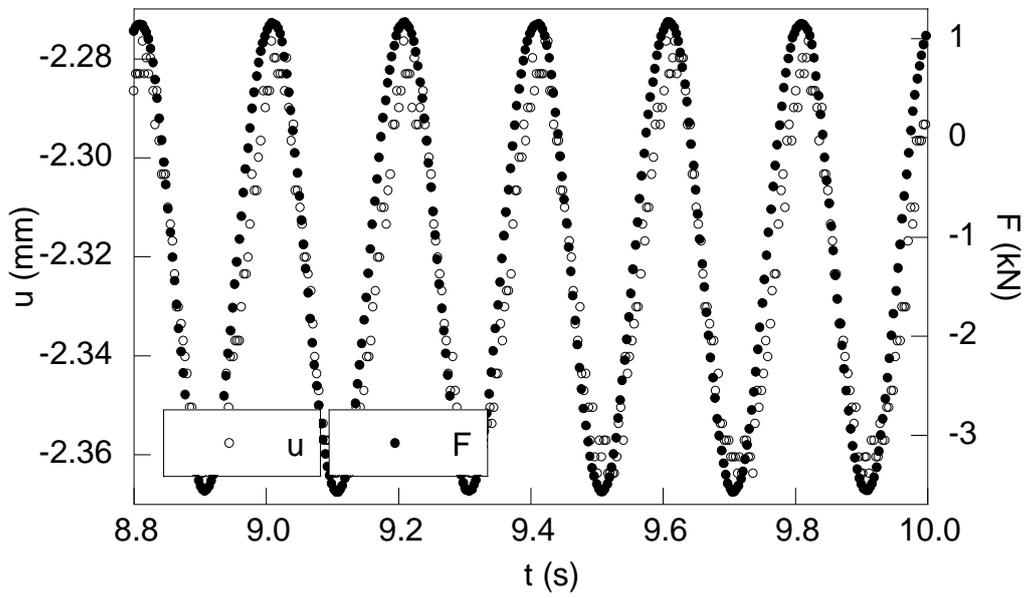


Fig. 4.43. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 5.0 Hz, testigo ECD-4.

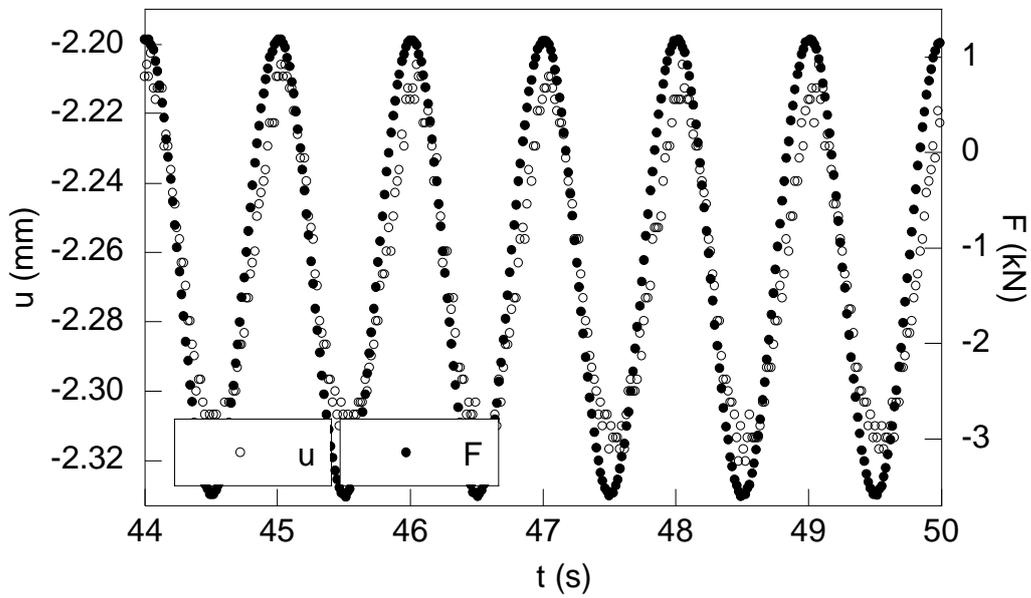


Fig. 4.44. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 1.0 Hz, testigo ECD-4.

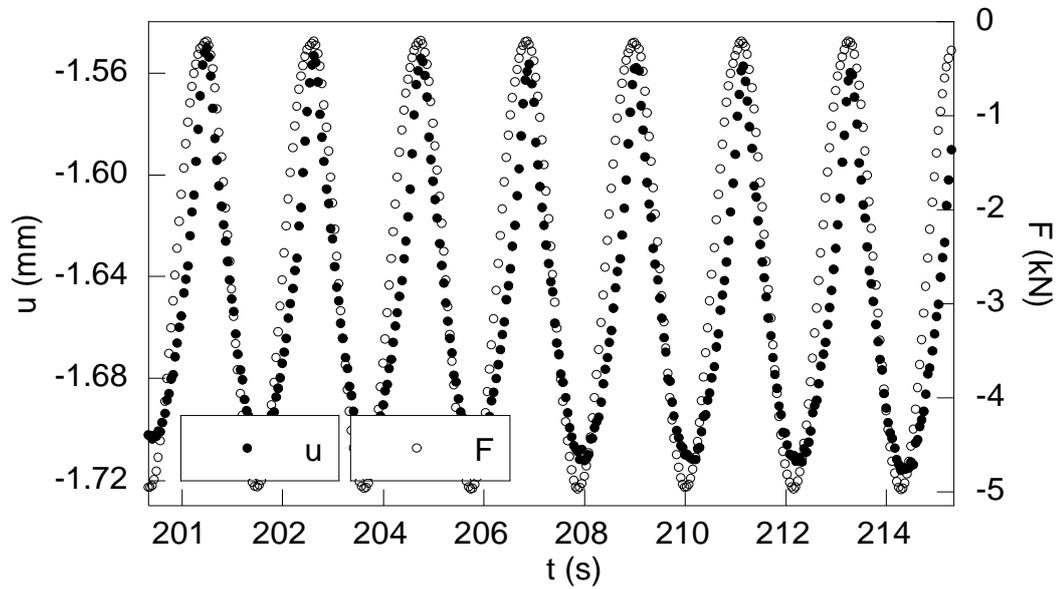


Fig. 4.45. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.5 Hz, testigo ECD-4.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 4.13 y su correspondiente representación gráfica en la Fig. 4.46.

Tabla 4.13. Resultados de los ensayos dinámicos a la temperatura de $23 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-4.

Frecuencia (Hz)	Módulo dinámico (MPa)	Angulo de desfase ($^\circ$)
10.0	237.67	7.20
5.0	220.52	14.40
1.0	182.82	38.16
0.5	153.89	42.30

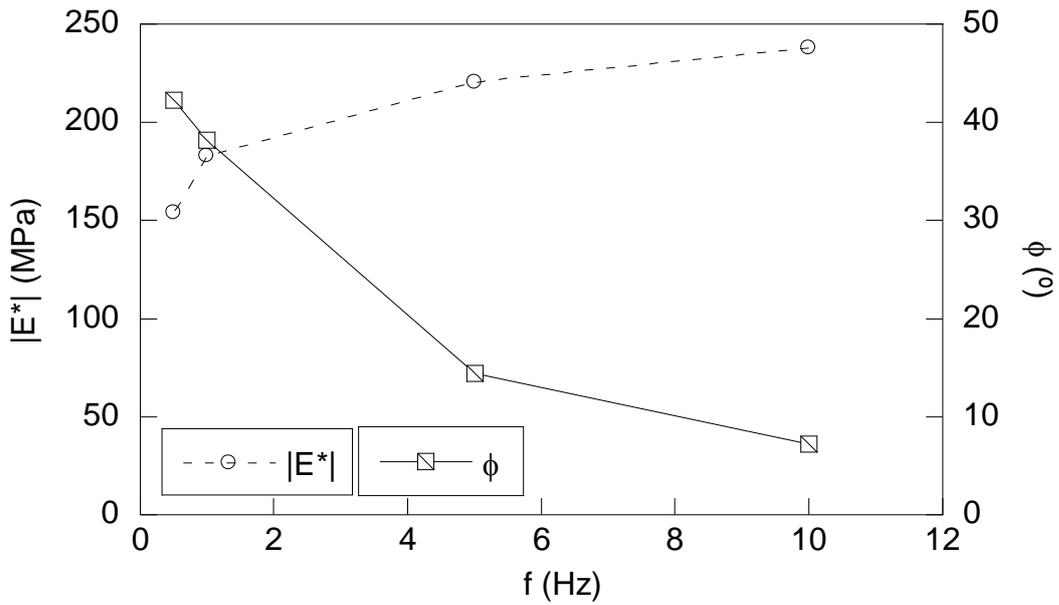


Fig. 4.46. Módulo dinámico y ángulo de desfase vs. frecuencia, $23 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-4.

(5) Testigo ECD-5 ($h = 43$ mm y $D = 100$ mm) de MBC AC16 surf B50/70 sometido a un acondicionamiento térmico previo de $23 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 48 h. Se realizaron ensayos dinámicos a las frecuencias de 0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0 Hz (Figs. 4.47 a 4.53).

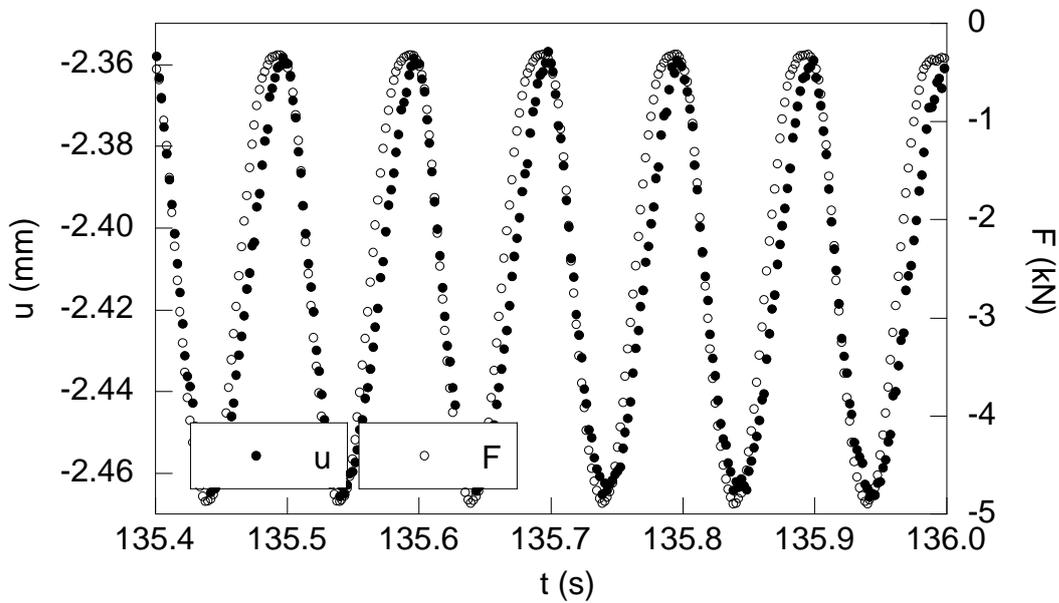


Fig. 4.47. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 10.0 Hz, testigo ECD-5.

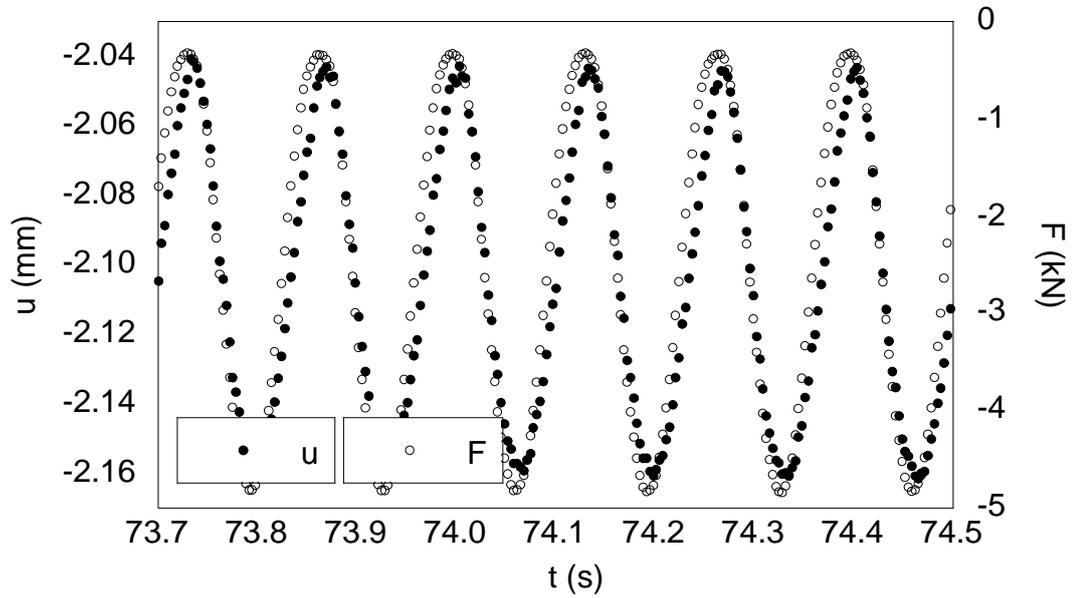


Fig. 4.48. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 7.5 Hz, testigo ECD-5.

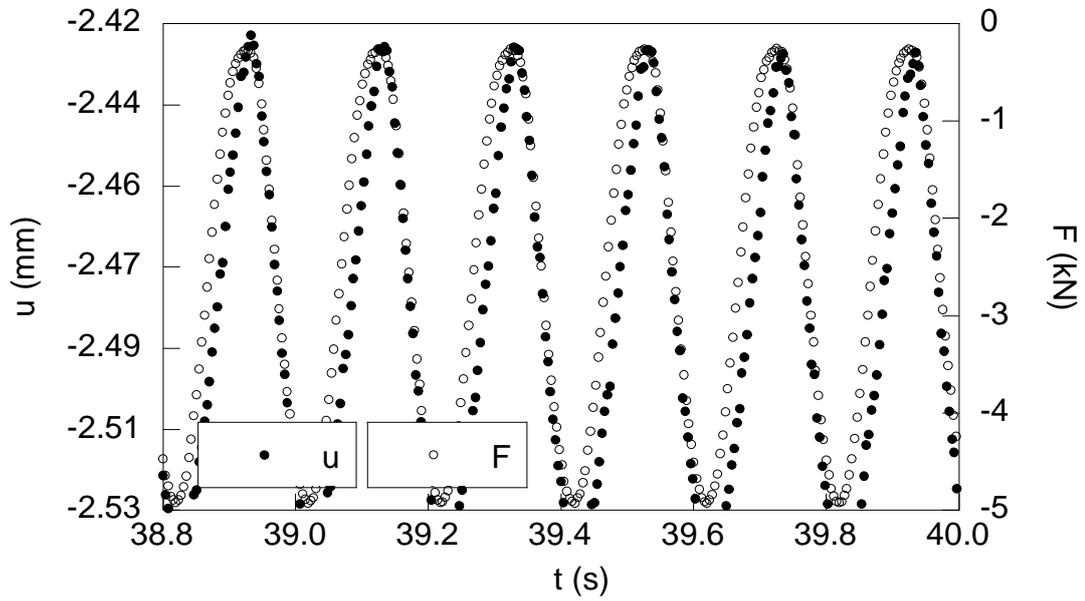


Fig. 4.49. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 5.0 Hz, testigo ECD-5.

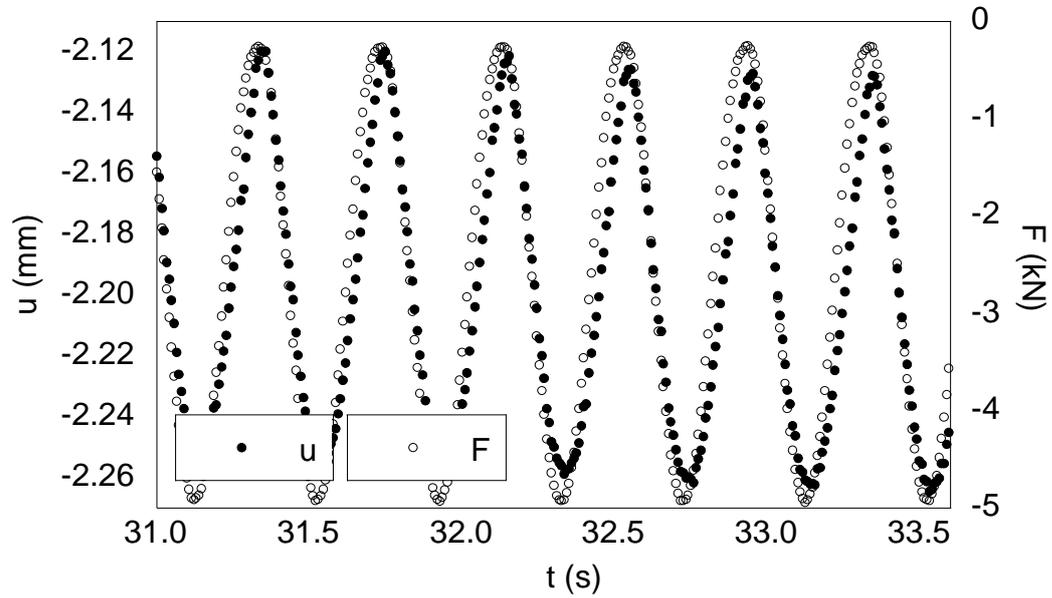


Fig. 4.50. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 2.5 Hz, testigo ECD-5.

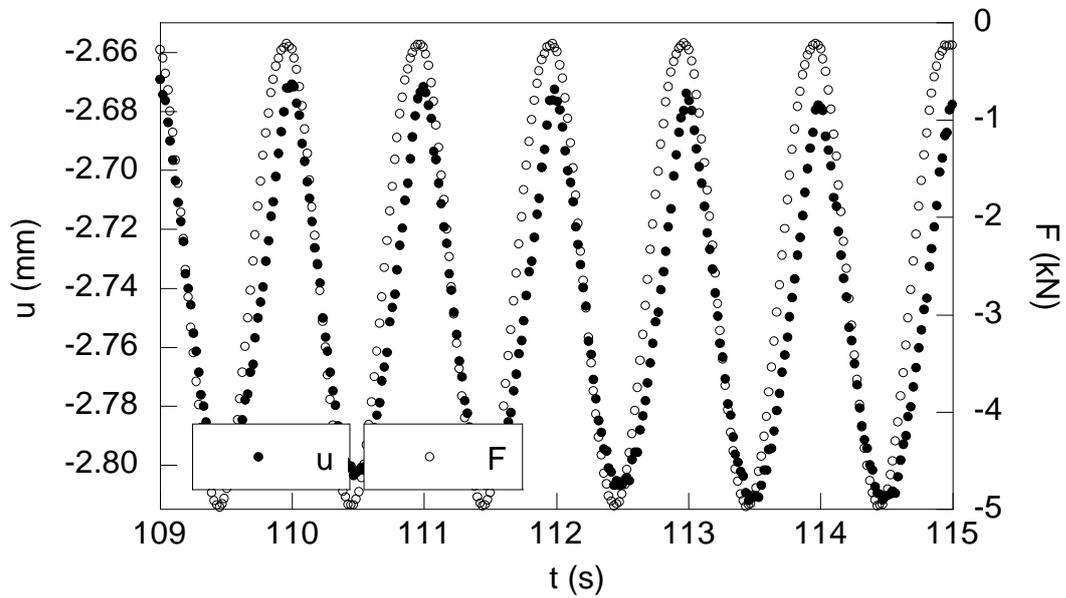


Fig. 4.51. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 1.0 Hz, testigo ECD-5.

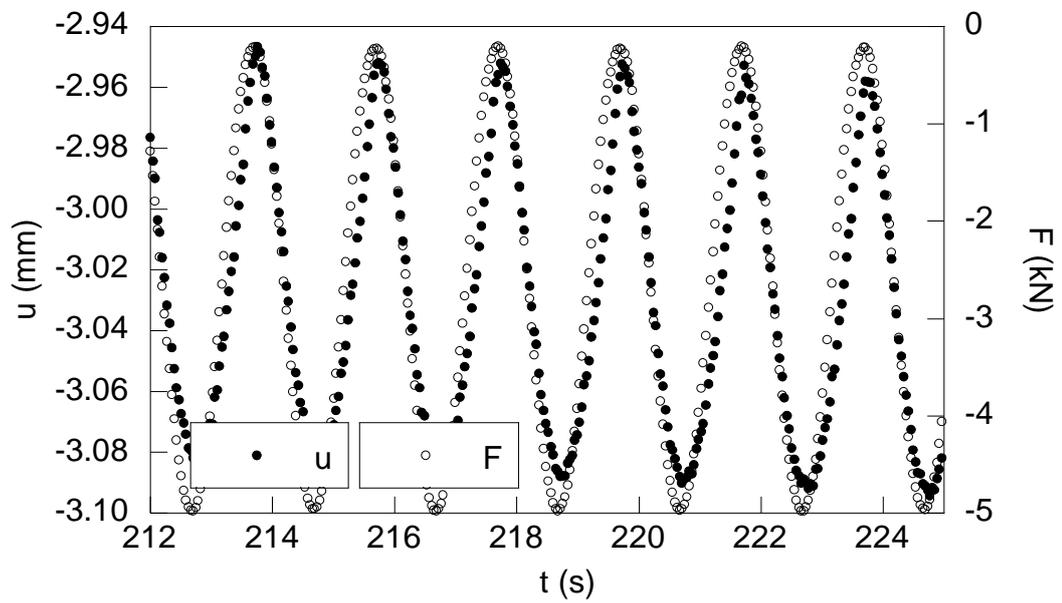


Fig. 4.52. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.5 Hz, testigo ECD-5.

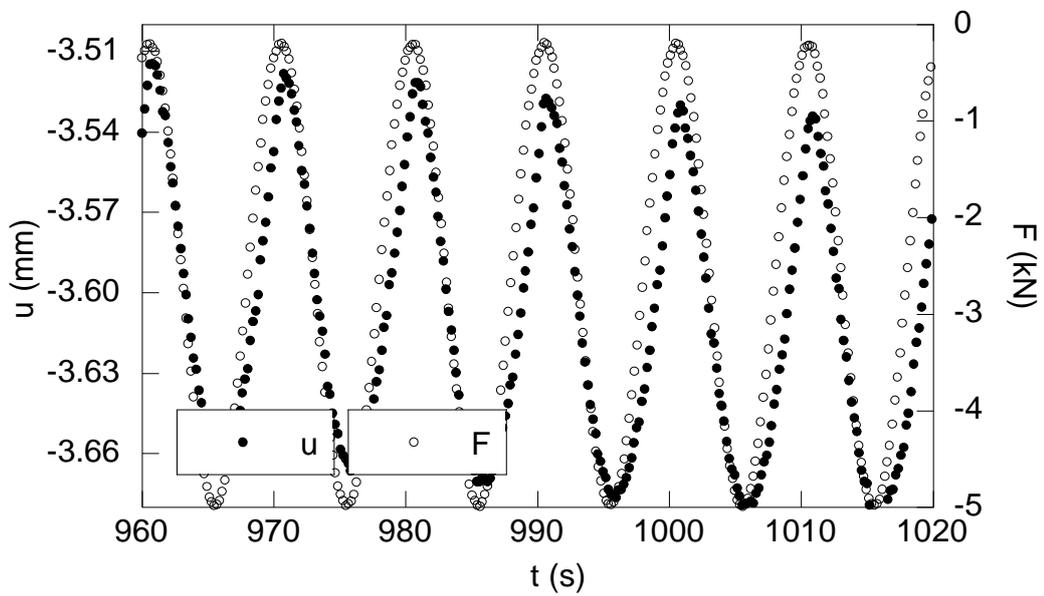


Fig. 4.53. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.1 Hz, testigo ECD-5.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 4.14 y su correspondiente representación gráfica en la Fig.4.54.

Tabla 4.14. Resultados de los ensayos dinámicos a la temperatura de $23 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-5.

Frecuencia (Hz)	Módulo dinámico (MPa)	Angulo de desfase ($^\circ$)
10.0	255.57	25.20
7.5	246.61	27.00
5.0	240.28	28.80
2.5	226.72	29.70
1.0	216.25	32.04
0.5	200.81	32.94
0.1	187.42	36.36

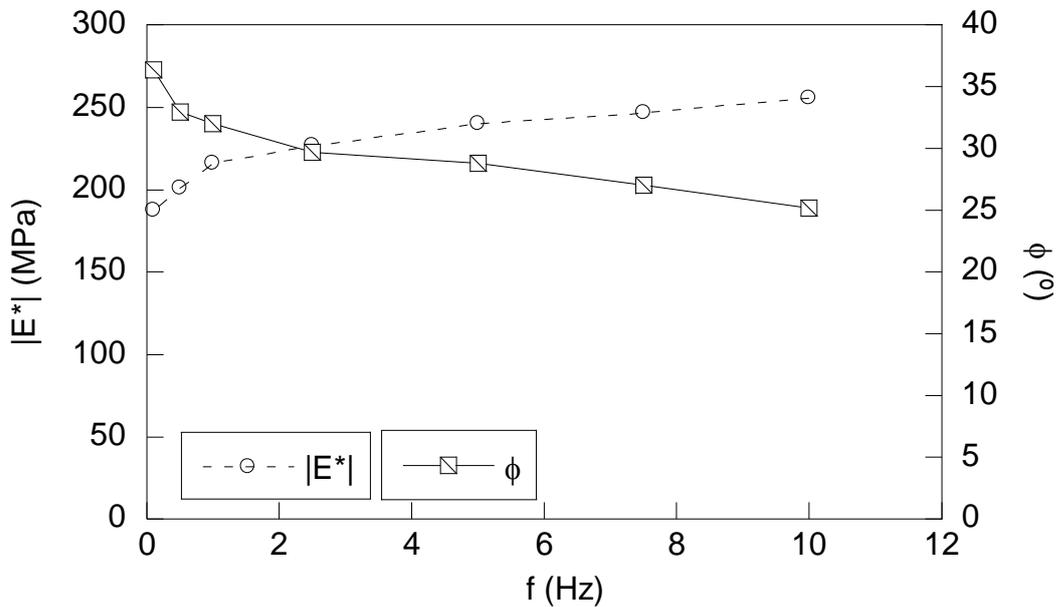


Fig. 4.54. Módulo dinámico y ángulo de desfase vs. frecuencia, $23 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-5.

- (6) Testigo ECD-6 ($h = 43 \text{ mm}$ y $D = 100 \text{ mm}$) de MBC AC16 surf B50/70 sometido a un acondicionamiento térmico previo de $40 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 48 h. Se realizaron ensayos dinámicos a las frecuencias de 0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0 Hz (Figs. 4.55 a 4.61).

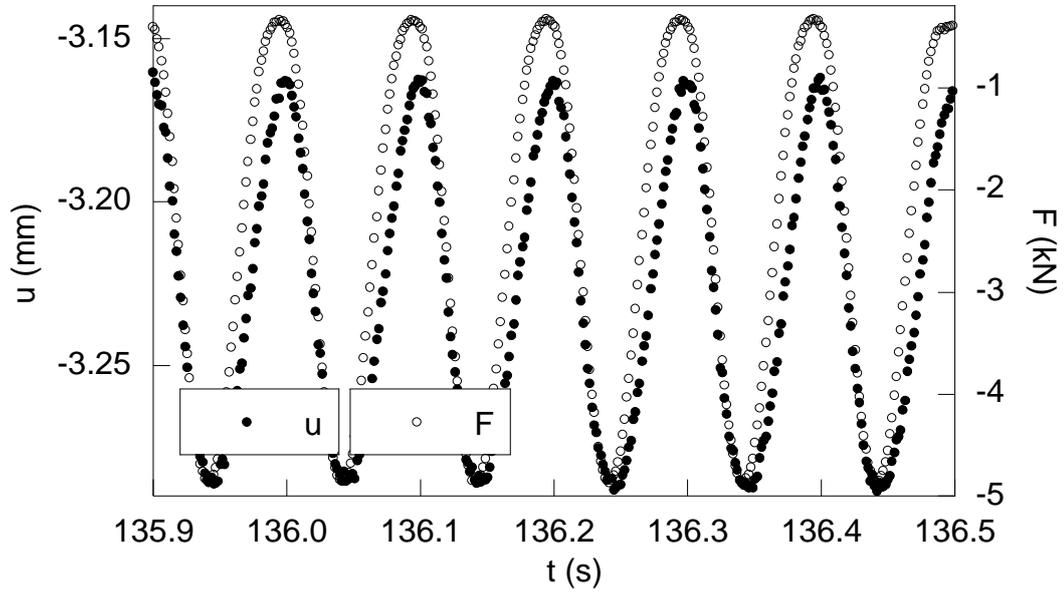


Fig. 4.55. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 10.0 Hz, testigo ECD-6.

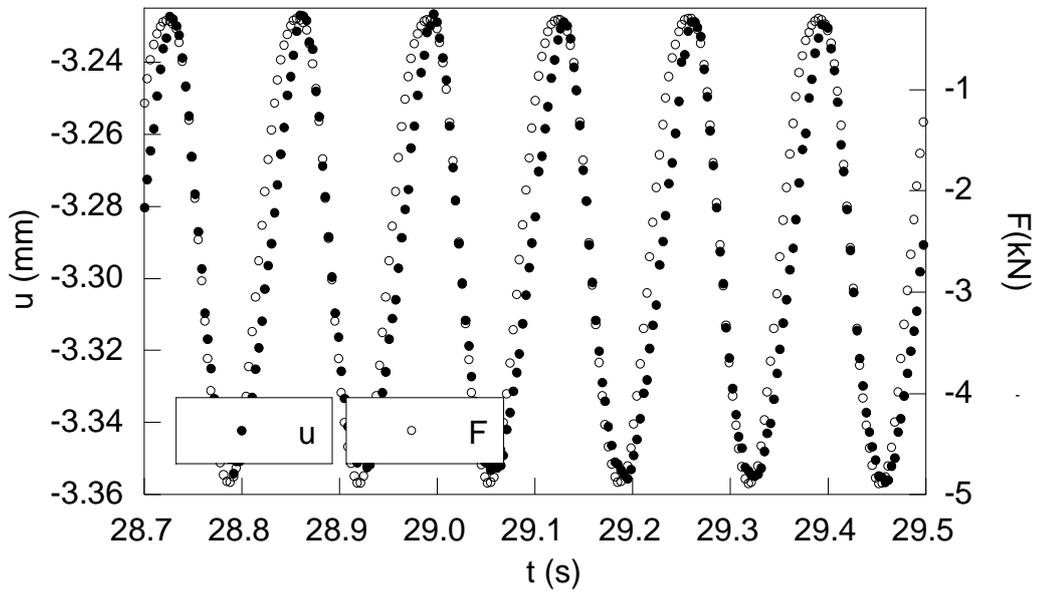


Fig. 4.56. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 7.5 Hz, testigo ECD-6.

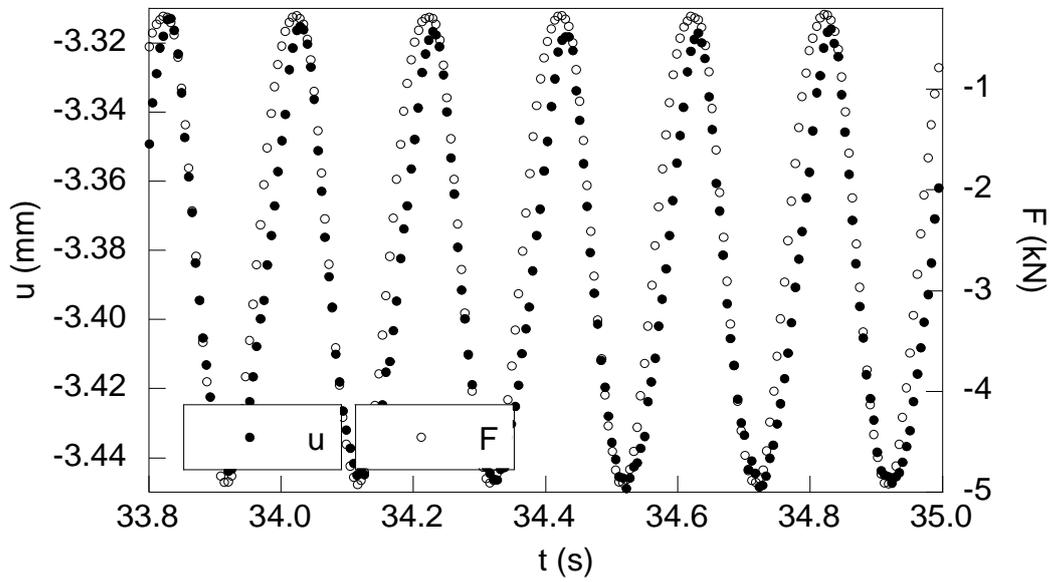


Fig. 4.57. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 5.0 Hz, testigo ECD-6.

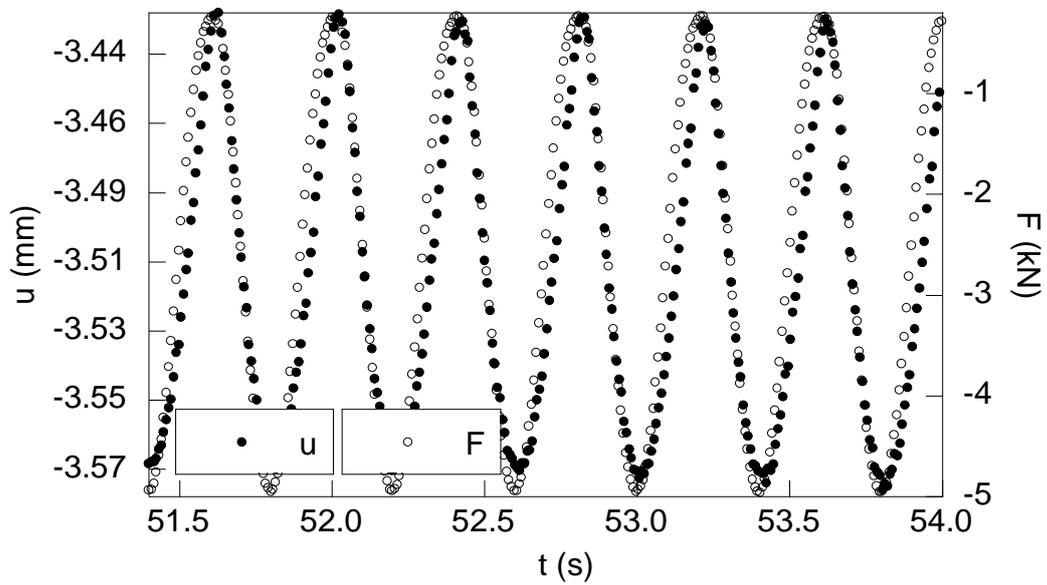


Fig. 4.58. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 2.5 Hz, testigo ECD-6.

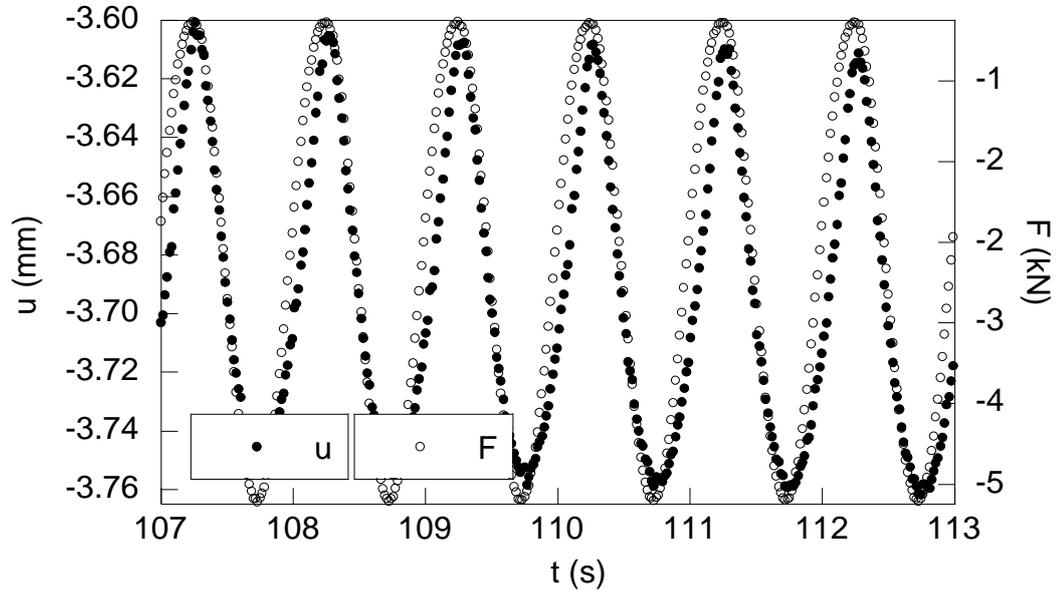


Fig. 4.59. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 1.0 Hz, testigo ECD-6.

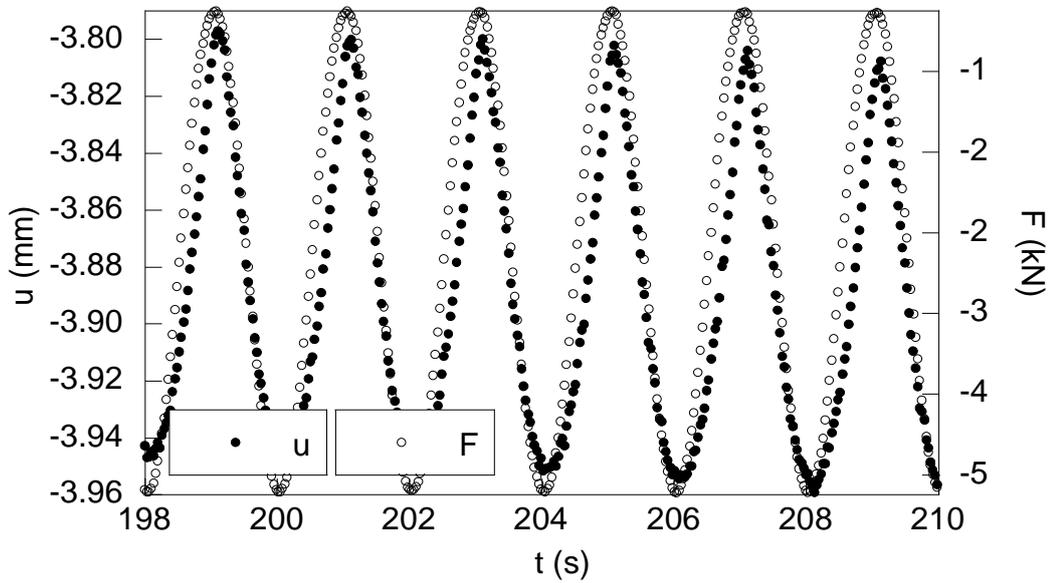


Fig. 4.60. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.5 Hz, testigo ECD-6.

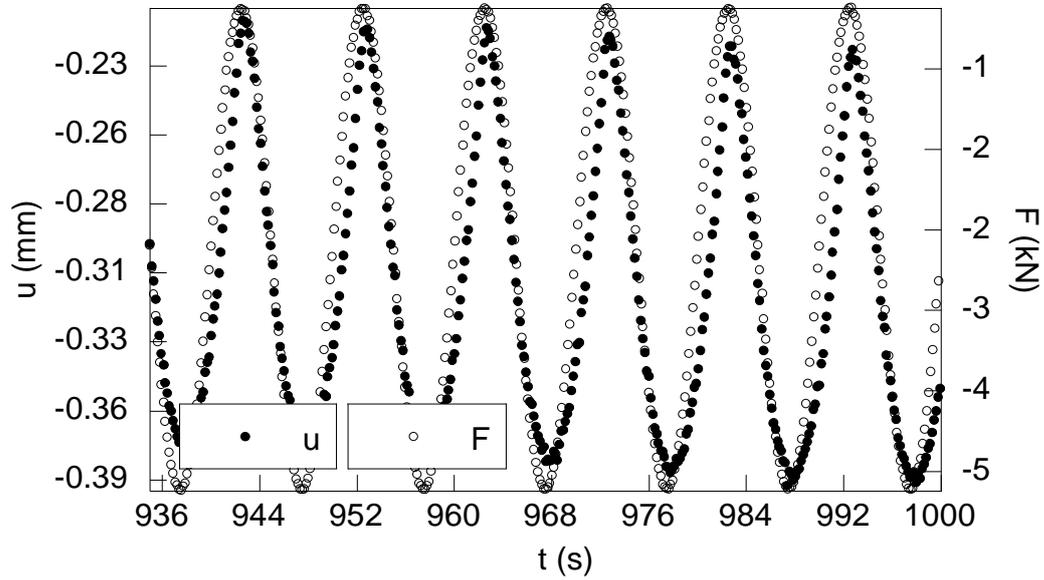


Fig. 4.61. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.1 Hz, testigo ECD-6.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 4.15 y su correspondiente representación gráfica en la Fig. 4.62.

Tabla 4.15. Resultados de los ensayos dinámicos a la temperatura de $40 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-6.

Frecuencia (Hz)	Módulo dinámico (MPa)	Angulo de desfase ($^\circ$)
10.0	223.12	32.40
7.5	217.93	35.10
5.0	209.80	36.00
2.5	195.23	38.70
1.0	183.75	46.80
0.5	180.21	48.60
0.1	170.38	49.68

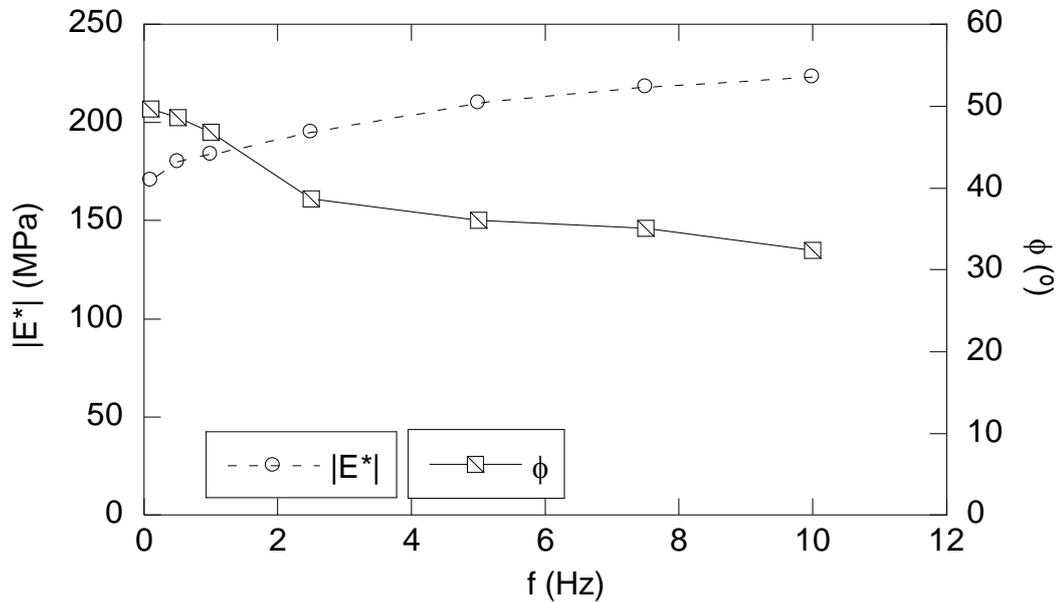


Fig. 4.62. Módulo dinámico y ángulo de desfase vs. frecuencia, $40 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-6.

(7) Testigo ECD-7 ($h = 43$ mm y $D = 100$ mm) de MBC AC16 surf B50/70 sometido a dos tratamientos previos, uno a $40 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 48 h y seguidamente otro a $4 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 48 h. Se realizaron sobre el testigo ensayos dinámicos a las frecuencias de 0.1, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0, 7.5 y 10.0 Hz (Figs. 4.63 a 4.69).

(8)

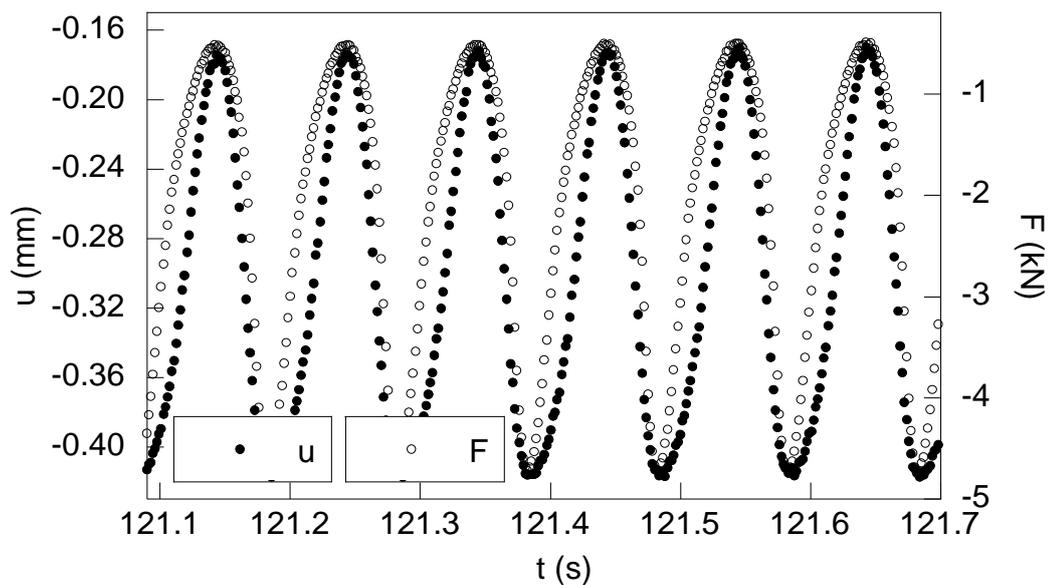


Fig. 4.63. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 10.0 Hz, testigo ECD-7.

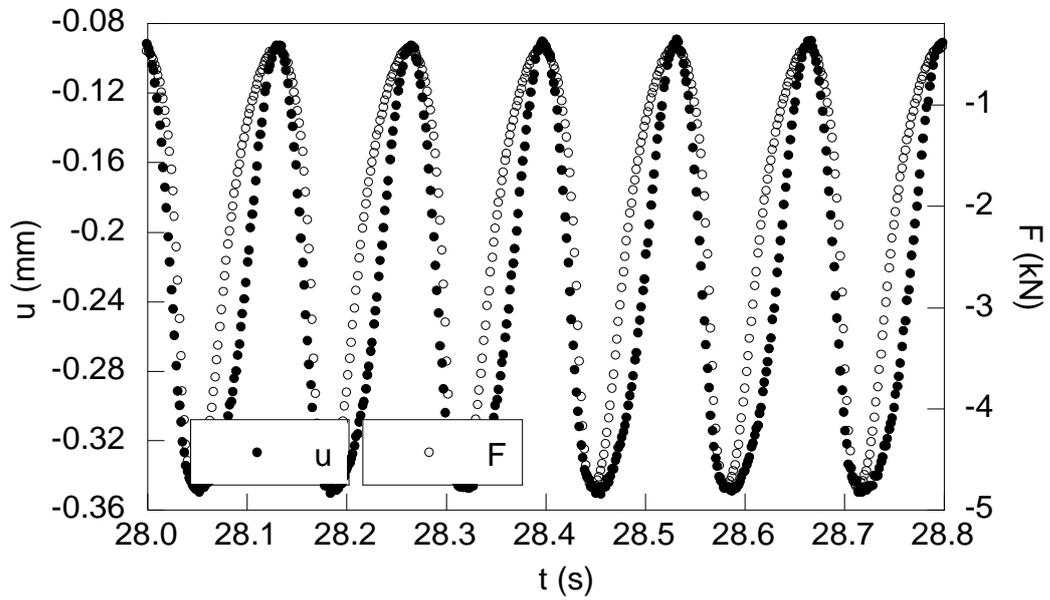


Fig. 4.64. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 7.5 Hz, testigo ECD-7.

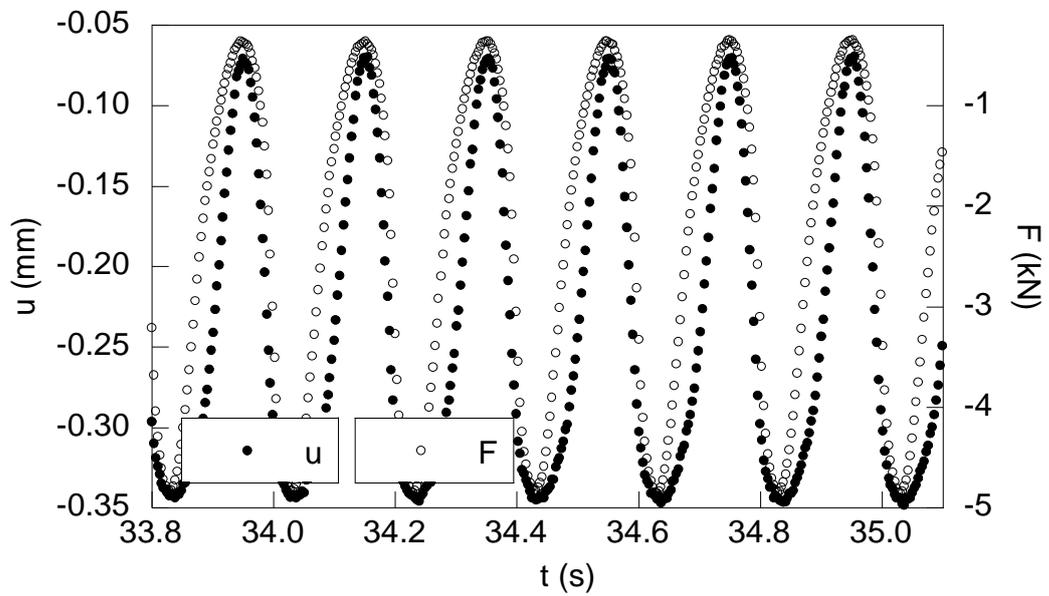


Fig. 4.65. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 5.0 Hz, testigo ECD-7.

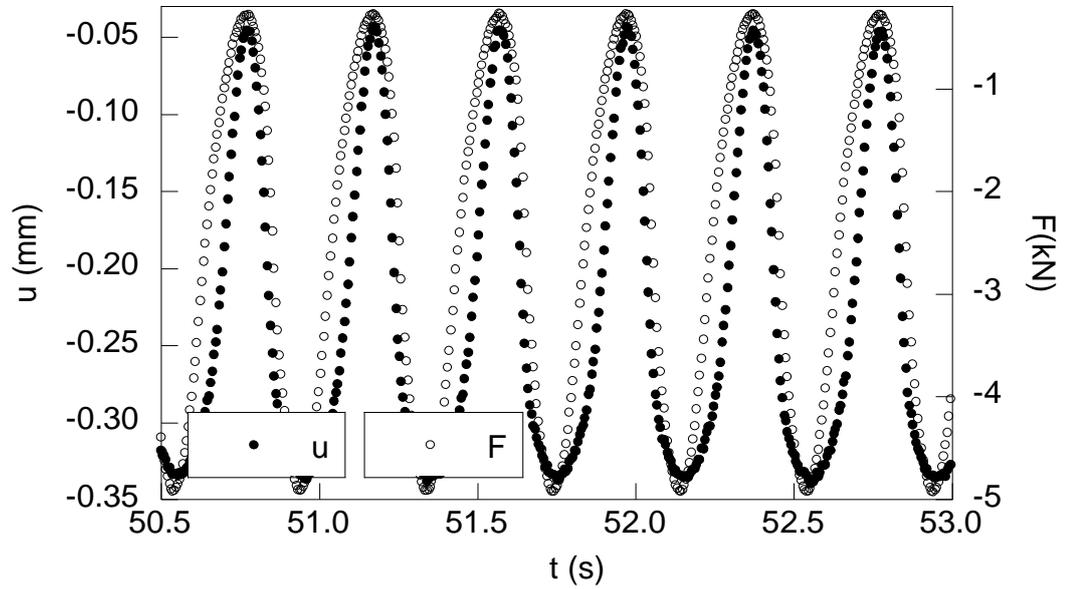


Fig. 4.66. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 2.5 Hz, testigo ECD-7.

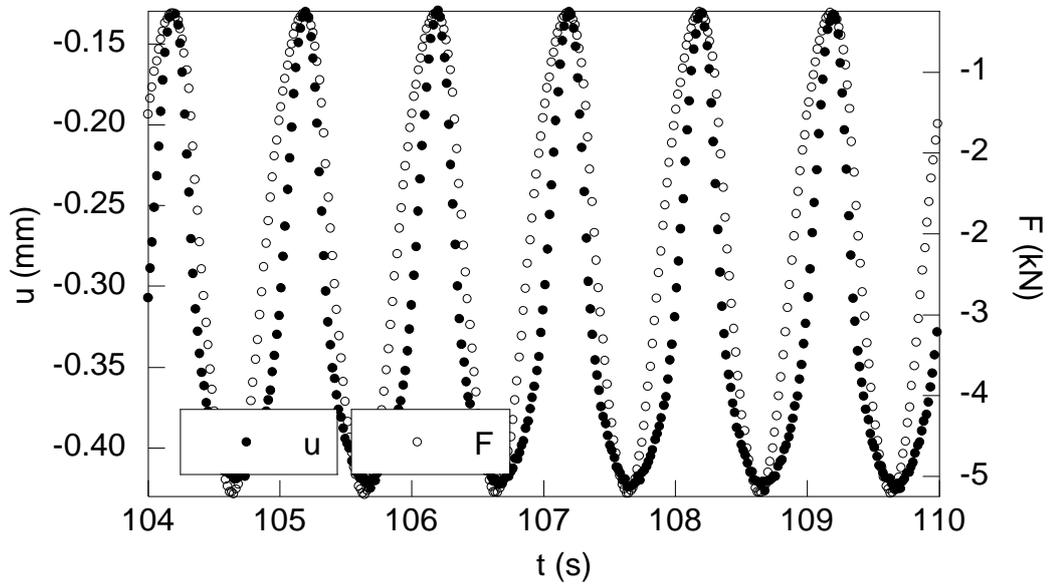


Fig. 4.67. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 1.0 Hz, testigo ECD-7.

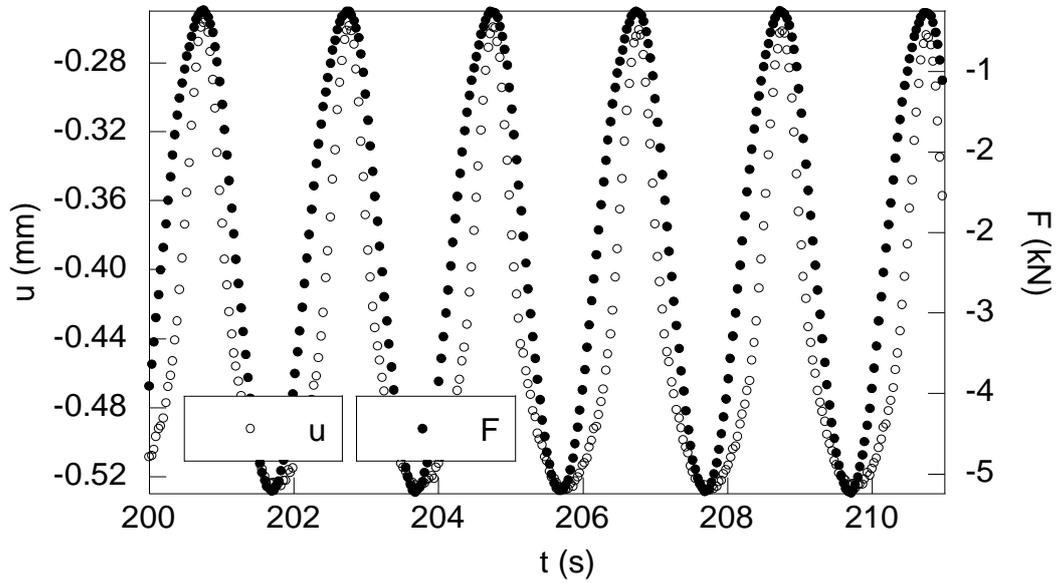


Fig. 4.68. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.5 Hz, testigo ECD-7.

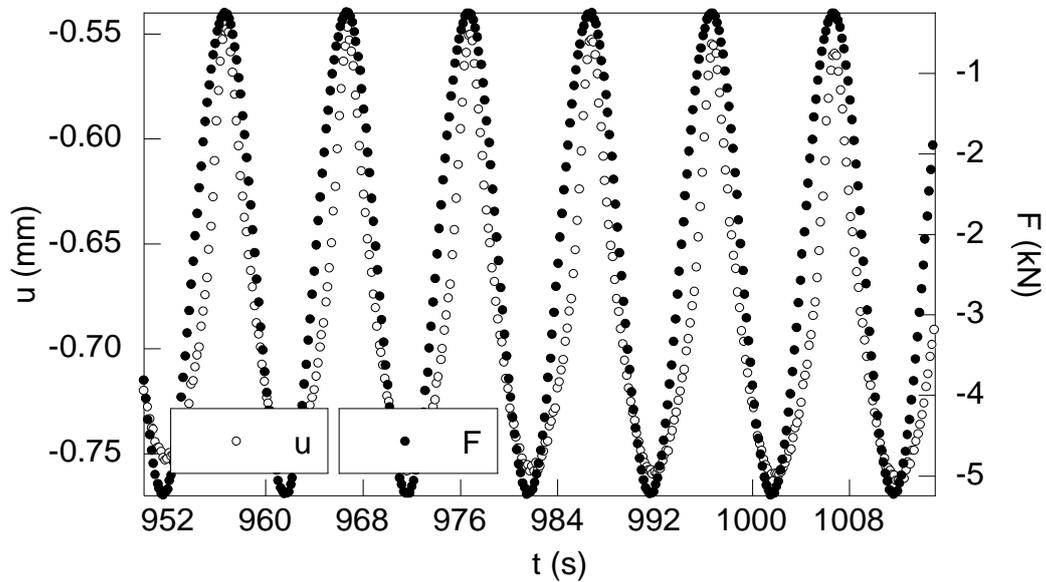
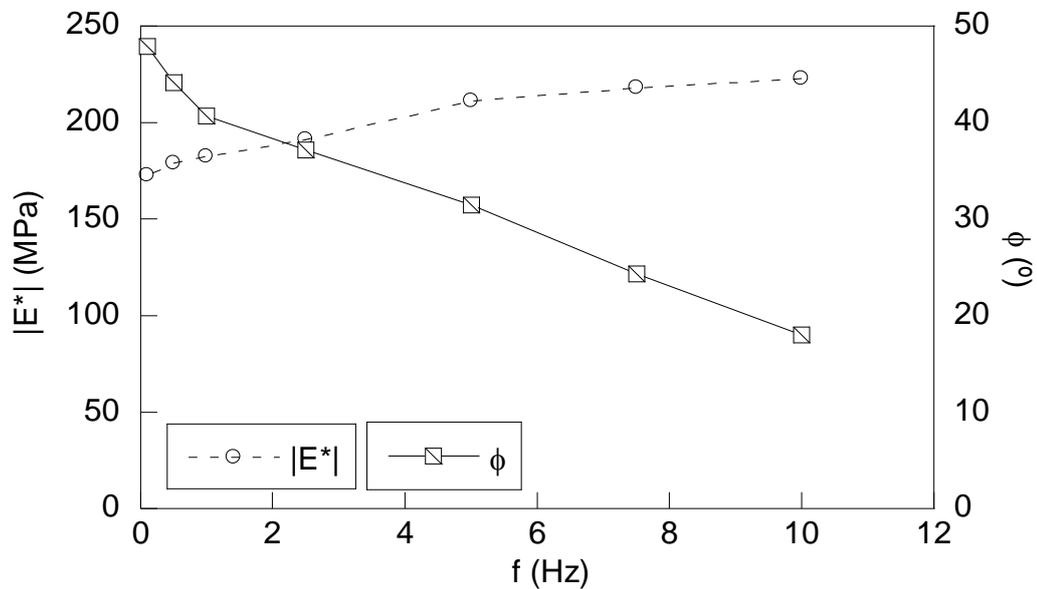


Fig. 4.69. Acortamiento y fuerza vs. tiempo, 0.1 Hz, testigo ECD-7.

El resumen de los resultados obtenidos se presenta en la Tabla 4.16 y su correspondiente representación gráfica en la Fig. 4.70.

Tabla 4.16. Resultados de los ensayos dinámicos a la temperatura de $4 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-7.

Frecuencia (Hz)	Módulo dinámico (MPa)	Angulo de desfase ($^\circ$)
10.0	222.94	18.00
7.5	217.93	24.30
5.0	211.38	31.50
2.5	191.25	37.17
1.0	182.55	40.68
0.5	179.06	44.21
0.1	172.47	47.90

Fig. 4.70. Módulo dinámico y ángulo de desfase vs. frecuencia, $4 \pm 1^\circ\text{C}$, testigo ECD-7.

3.3. Comportamiento a largo plazo

Los tipos de onda que se utilizaron para realizar los ensayos de fatiga (EF) fueron de dos tipos, obteniéndose las gráficas que se muestran en las Figs. 4.71 y 4.72)

- Onda sinusoidal, con una frecuencia de aplicación de las cargas de 10.0 Hz.
- Onda sinusoidal compleja (periodo de 0.1 s de aplicación de carga y 0.9 s de reposo) con una frecuencia de aplicación de las cargas de 1.0 Hz.

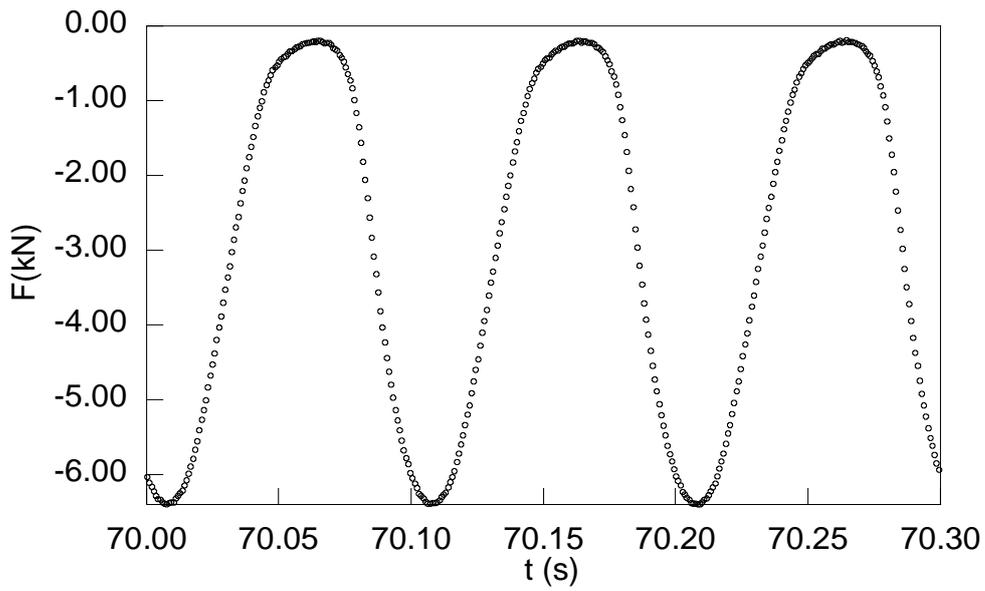


Fig. 4.71. Onda sinusoidal simple (AC16 surf B50/70).

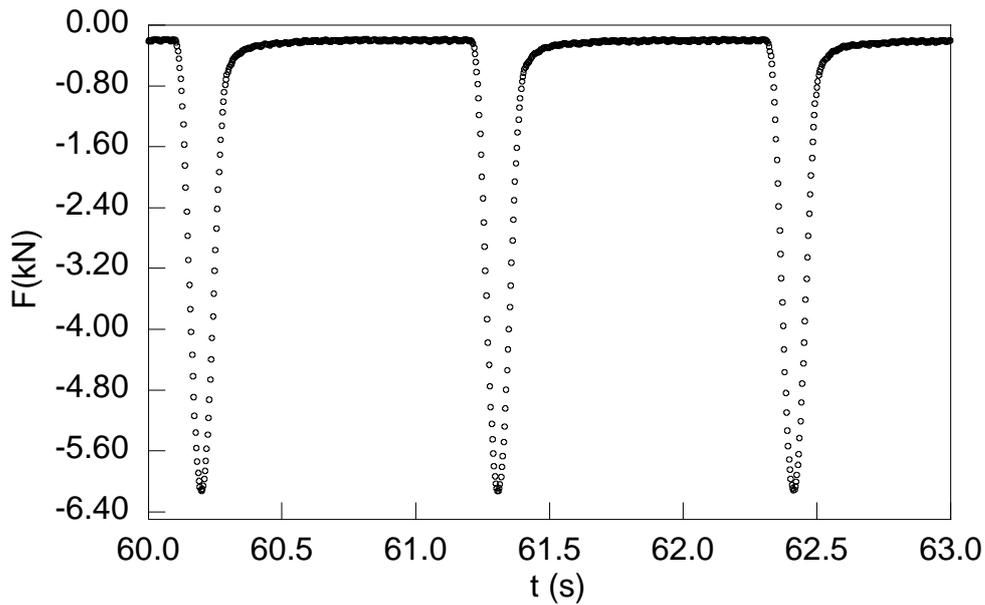


Fig. 4.72. Onda sinusoidal compleja (AC16 surf B50/70).

El primer ensayo se realizó con un tipo de onda sinusoidal simple (10.0 Hz de frecuencia) y temperatura ambiente de $23 \pm 1^\circ\text{C}$. La altura inicial del testigo (denominado EF-1) fue de 47 mm. En la Fig. 4.73 se muestra la curva acortamiento vs. número de ciclos.

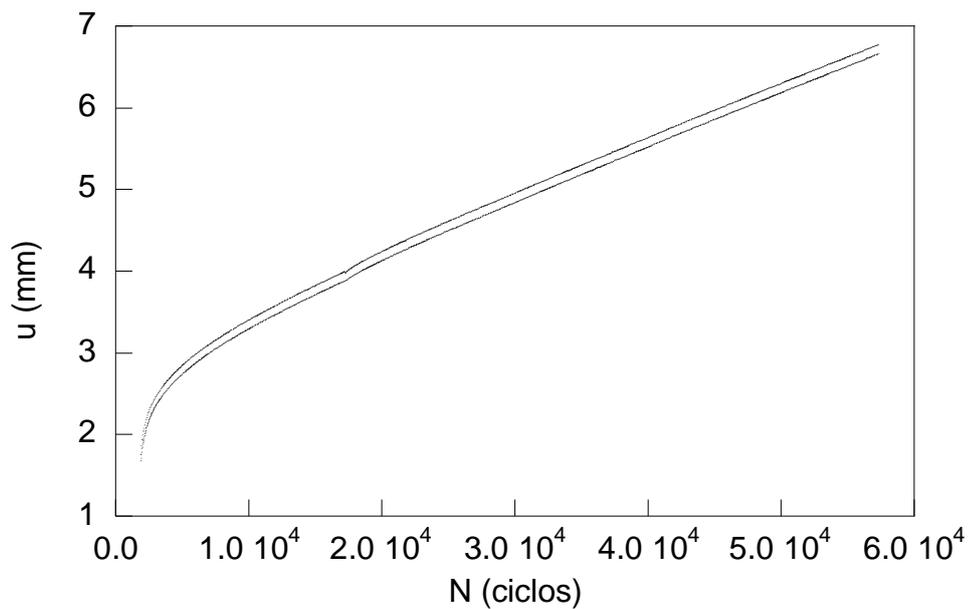


Fig. 4.73. Acortamiento vs. número de ciclos, testigo EF-1 (AC16 surf B50/70).

Como se puede observar, se produjo la deformación plástica del testigo de forma que a los 60000 ciclos de carga el acortamiento fue de 6.8 mm (lo que significa que la altura final del testigo fue 40.2 mm).

En el segundo ensayo se evaluó la probeta durante un mayor número de ciclos, con las mismas condiciones de ensayo (tipo de onda sinusoidal simple y temperatura $23 \pm 1^\circ\text{C}$, frecuencia 10.0 Hz). La altura inicial del testigo fue de 42 mm. En la Fig. 4.74 se muestran los resultados obtenidos.

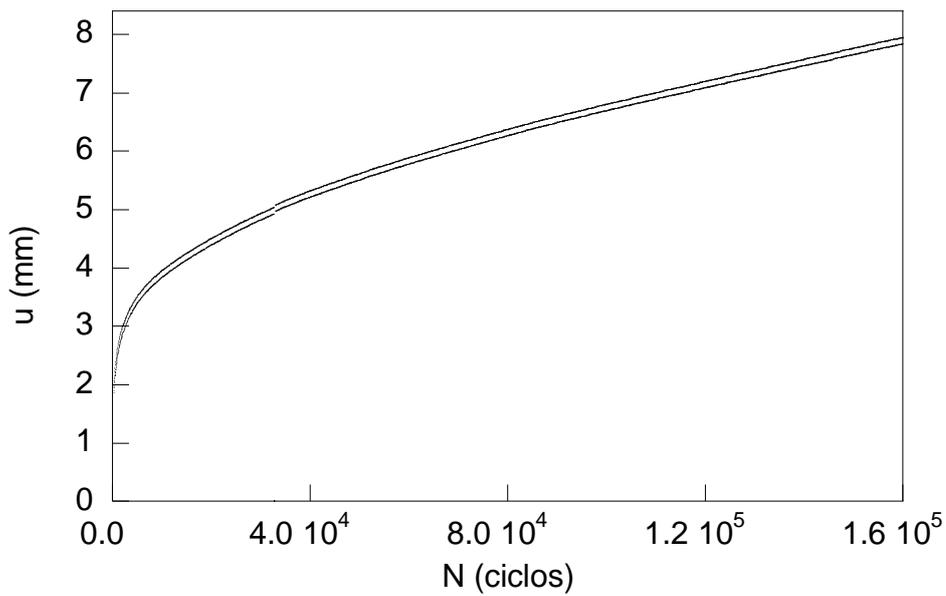


Fig. 4.74. Acortamiento vs. número de ciclos, testigo EF-2 (AC16 surf B50/70).

Como se puede observar, se produjo la deformación plástica del testigo, de forma que a los 170000 ciclos de carga el acortamiento fue de 8.1 mm (lo que significa que la altura final de la probeta fue de 33.9 mm).

En el ensayo con onda sinusoidal compleja se realizaron 50000 ciclos de carga para evaluar si el comportamiento del material era el mismo al aplicar uno u otro tipo de onda. La altura inicial del testigo fue de 45 mm. En la Fig. 4.75 se muestran los resultados obtenidos.

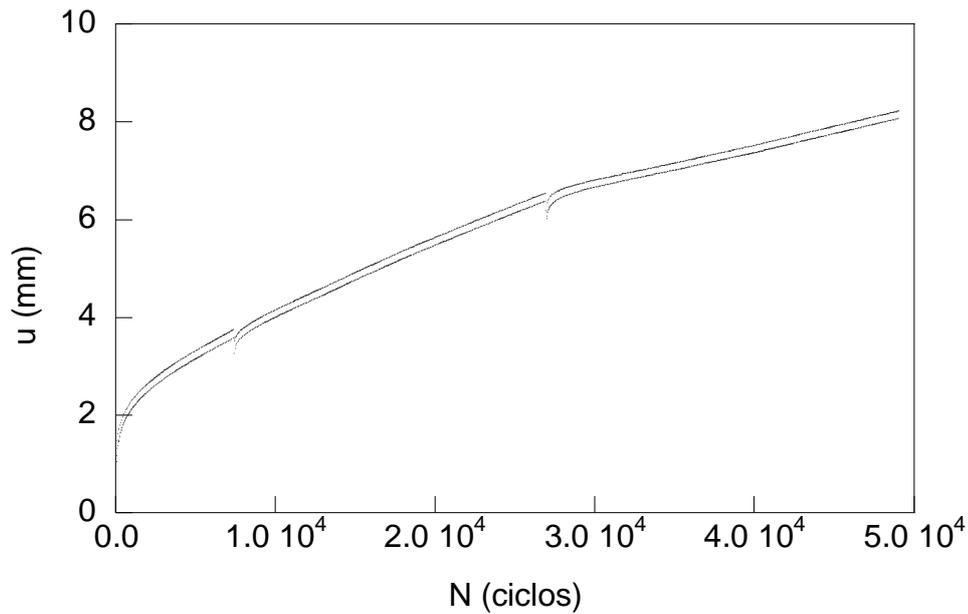


Fig. 4.75. Acortamiento vs. número de ciclos, testigo EF-3 (AC16 surf B50/70).

Debido a la larga duración del ensayo fue necesario interrumpirlo en dos ocasiones, por lo que en la gráfica se aprecian tres tramos bien diferenciados por la relajación del material. En términos totales se produjo un acortamiento de la altura de la probeta de 8.1 mm al final de 50000 ciclos de carga, lo que significa que su altura final fue de 36.9 mm.

La Tabla 4.17 recoge los resultados más significativos de los ensayos, siendo $u_{PA50000}$ el acortamiento permanente acumulado (u_{PA}) cuando se alcanzan 50000 ciclos de carga (corresponden aproximadamente con los ciclos producidos por los vehículos pesados durante los días de nevada y helada de un *año normal*) y h_{50000} la altura del testigo en ese instante.

Tabla 4.17. Resumen resultados ensayos fatiga.

Testigo	$u_{PA50000}$ (mm)	h_{50000} (mm)
EF-1	6.2	47
EF-2	5.5	42
EF-3	8.1	45

4. DISCUSIÓN

En este apartado se discuten los resultados obtenidos en los ensayos estáticos y dinámicos realizados sobre la MBC AC16 surf B50/70 S, fabricada en 2005 y 2006 con ligante hidrocarbonado tipo betún convencional de penetración 50/70.

4.1. Comportamiento estático

Analizando los resultados de los ensayos estáticos, tanto los de medida de la resistencia a la deformación plástica de la MBC mediante prensa Marshall como los de comportamiento a compresión simple de la misma, se comprueba que *no es suficiente con los ensayos de tipo estático para definir completamente el comportamiento mecánico de una MBC.*

4.1.1. Ensayo Marshall

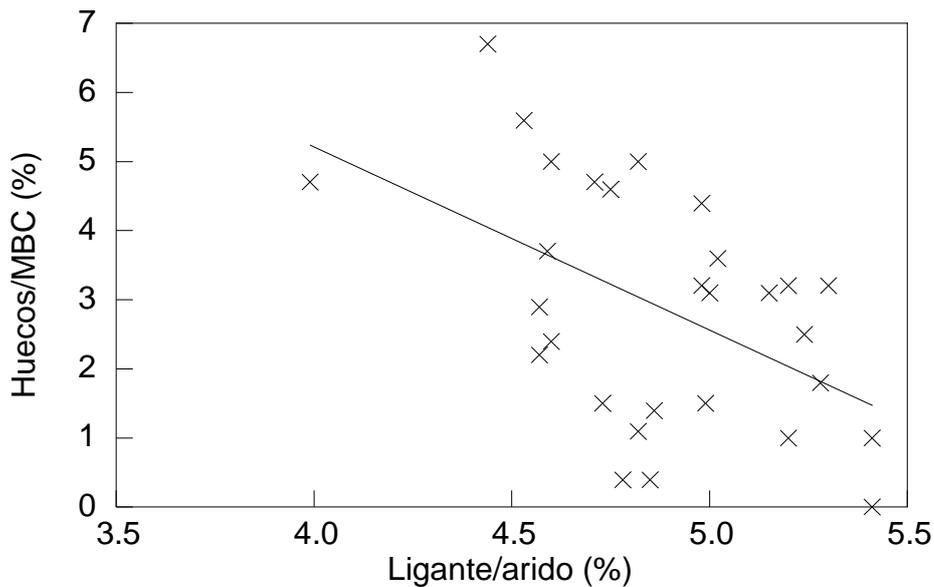


Fig. 4.76. Porcentaje huecos/mezcla vs. porcentaje ligante/árido.

Al aumentar el porcentaje de ligante descende el porcentaje de huecos, notablemente en el caso de calcular el porcentaje sobre la misma mezcla (Fig. 4.76) y en menor grado en el caso de hacerlo sobre los áridos (Fig. 4.77).

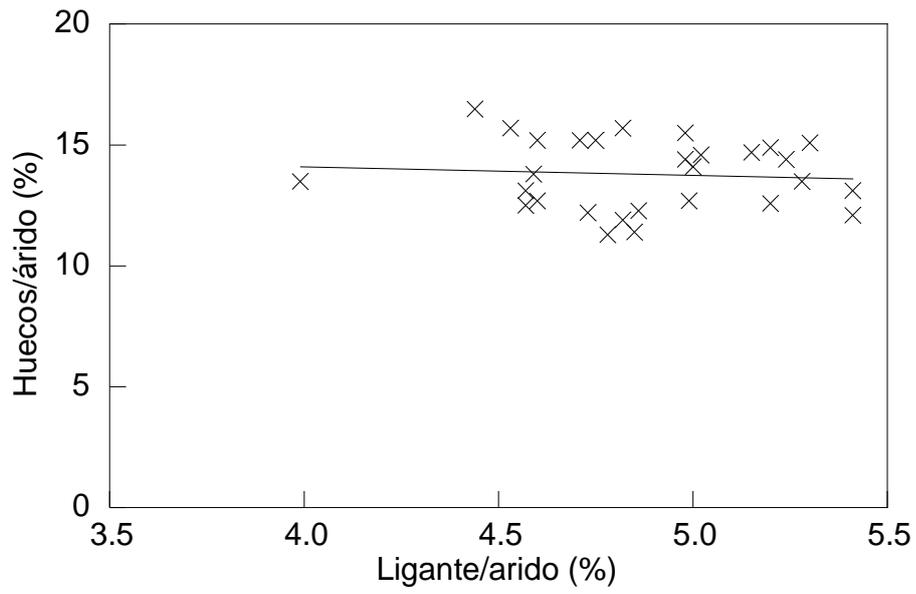


Fig. 4.77. Porcentaje huecos/mezcla vs. porcentaje ligante/árido.

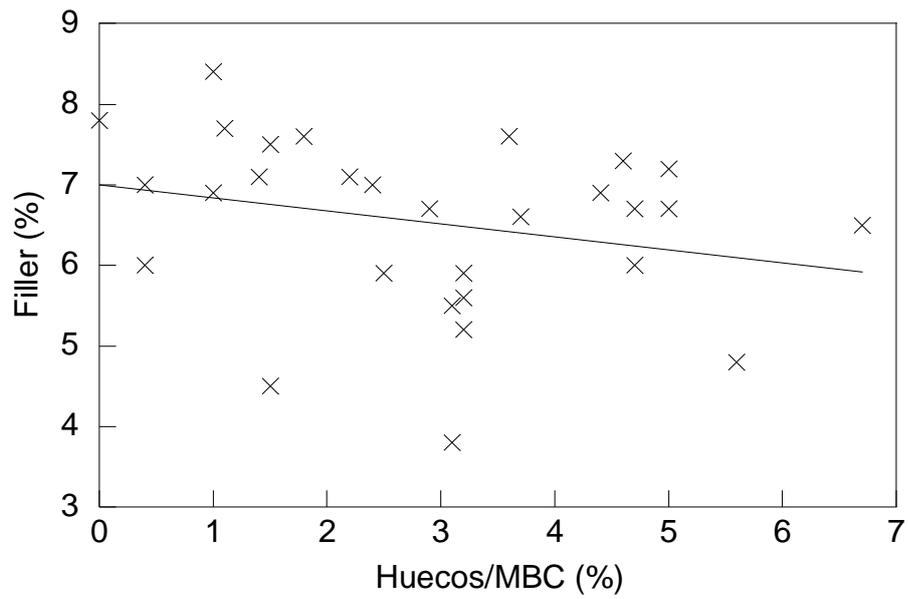


Fig. 4.78. Porcentaje *filler* vs. Porcentaje huecos/mezcla.

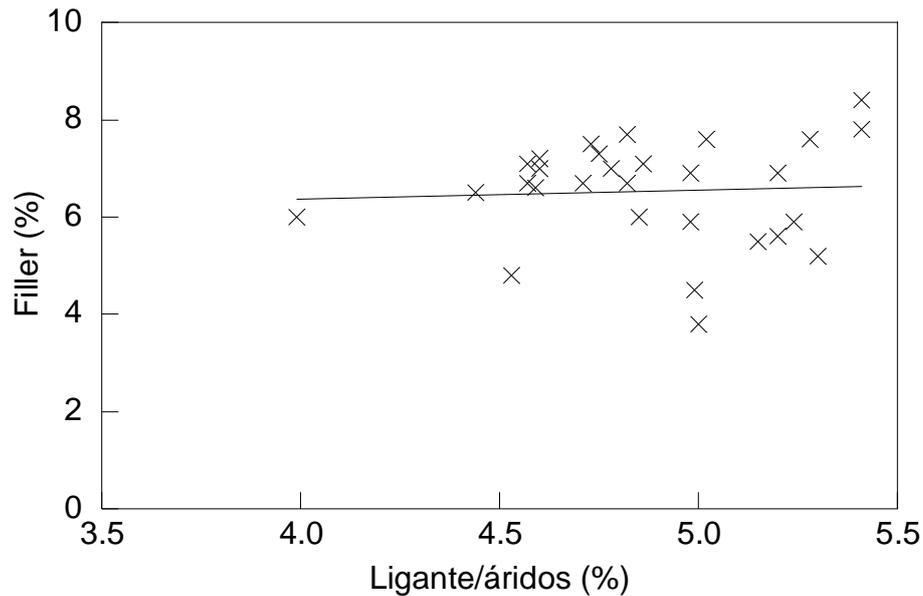


Fig. 4.79. Porcentaje *filler* vs. porcentaje ligante/áridos.

Al disminuir el porcentaje de *filler* aumenta el porcentaje de huecos en la MBC (Fig. 4.78) y sin embargo es necesario más ligante cuanto más porcentaje de *filler* se utilice (Fig. 4.79), por lo que a la hora de dosificar el material para alcanzar la mayor estabilidad posible es necesario llegar a una solución de compromiso entre el porcentaje de *filler* y el de ligante a utilizar. Al aumentar el porcentaje de *filler* (y por tanto el de ligante) se incrementa mucho la deformación y se pueden producir deformaciones plásticas permanentes en el material (perjudiciales para su uso), llegando a formar incluso roderas.

La deformación Marshall aumenta al incrementar el porcentaje de ligante medido sobre el total de los áridos (Fig. 4.80), lo que es debido a las propiedades de adhesividad y cohesión que proporciona el ligante en el material compuesto, aportándole también una mayor estabilidad, como se observa en la Fig. 4.81 estabilidad vs. % ligante / árido.

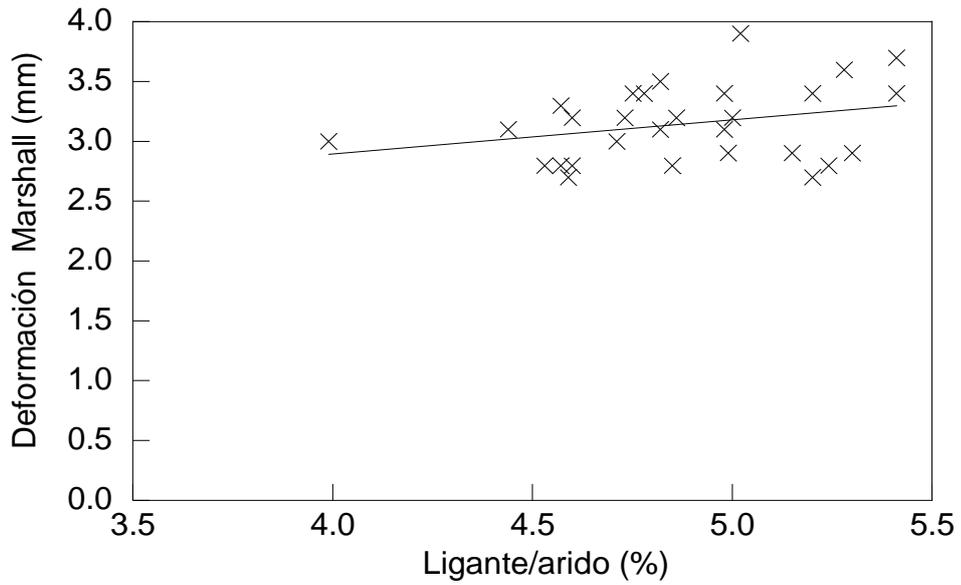


Fig. 4.80. Deformación vs. porcentaje ligante/árido.

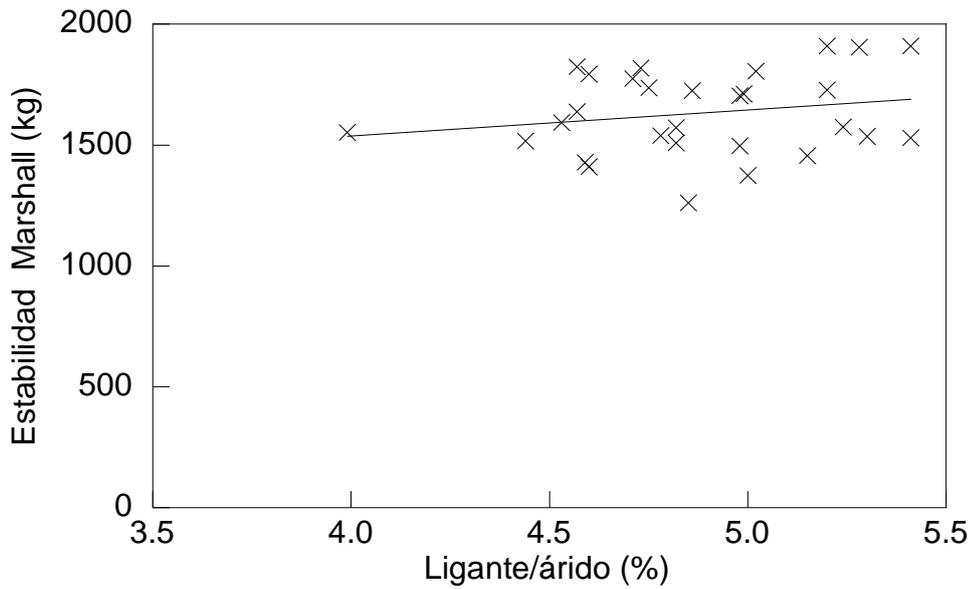


Fig. 4.81. Estabilidad vs. porcentaje ligante/árido.

Existe una dispersión en los resultados a la hora de evaluar los ensayos Marshall, por lo que es necesario realizar un gran número de ensayos y analizar tendencias para sacar conclusiones. Por este motivo, en la presente Tesis Doctoral se utilizan otros ensayos que ayudan de una forma más clara en la evaluación del comportamiento del material.

4.1.2. Ensayo de compresión simple

En las Figs. 4.83 a 4.85 se representa la fuerza axial vs. acortamiento en los ensayos de compresión simple realizados (ERCS-1, ERCS-2 y ERCS-3). En todos ellos se distinguen tres tramos principales de comportamiento del material, además de un tramo previo (hasta 3 kN) de asentamiento del material, como se esquematiza en la Fig. 4.82:

- Un primer tramo de comportamiento pseudo-lineal en el que la deformación axial es proporcional a la carga o cuasi-proporcional. Es la zona de trabajo de la MBC y en ella la rigidez es del orden de 2500 kN/m.
- Un segundo tramo con una pendiente mucho menor, en el que con un aumento de carga pequeño se consiguen grandes deformaciones, por lo que la rigidez del material es muy pequeña (~500 kN/m). En este tramo se considera que la MBC ya ha roto.
- Un tercer tramo en el que la rigidez vuelve a aumentar progresiva y notablemente. En este tramo se considera que la resistencia al material compuesto la aporta el refuerzo (el material pétreo), ya que los testigos se encuentran totalmente rotos y los constituyentes del material actúan prácticamente por separado.

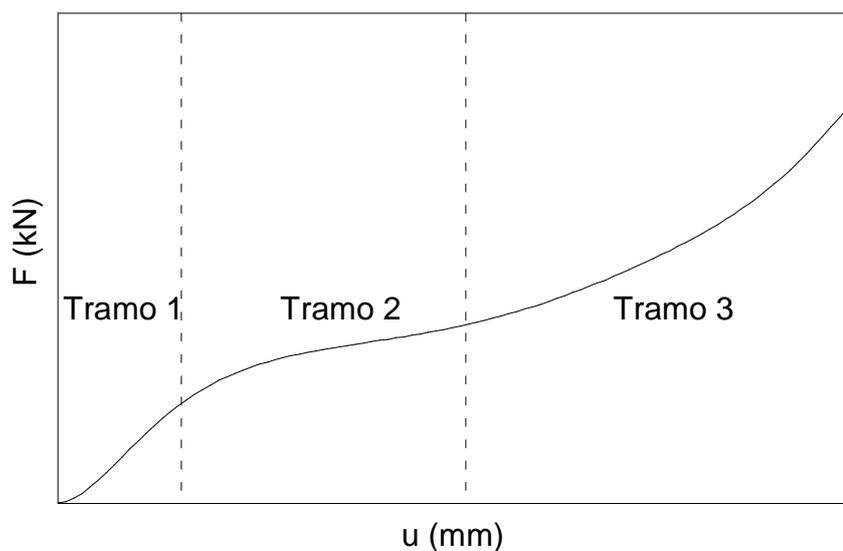


Fig. 4.82. Fuerza vs. acortamiento (esquema).

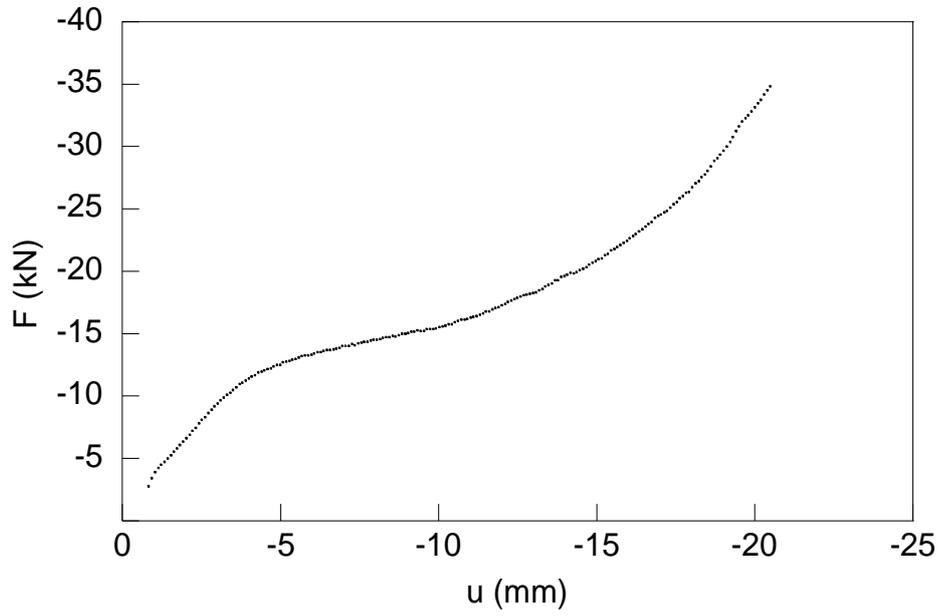


Fig. 4.83. Fuerza vs. acortamiento, ERCS-1.

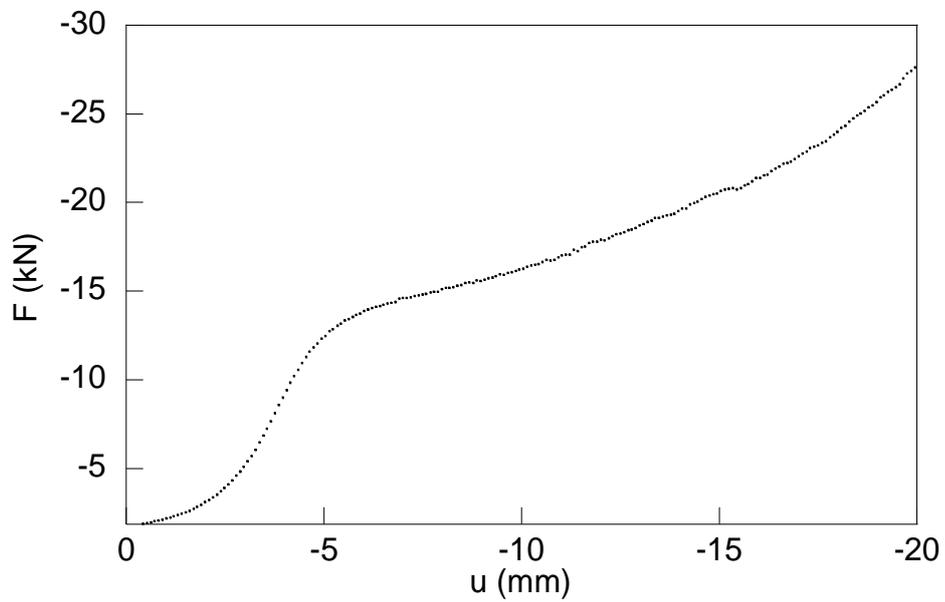


Fig. 4.84. Fuerza vs. acortamiento, ERCS-2.

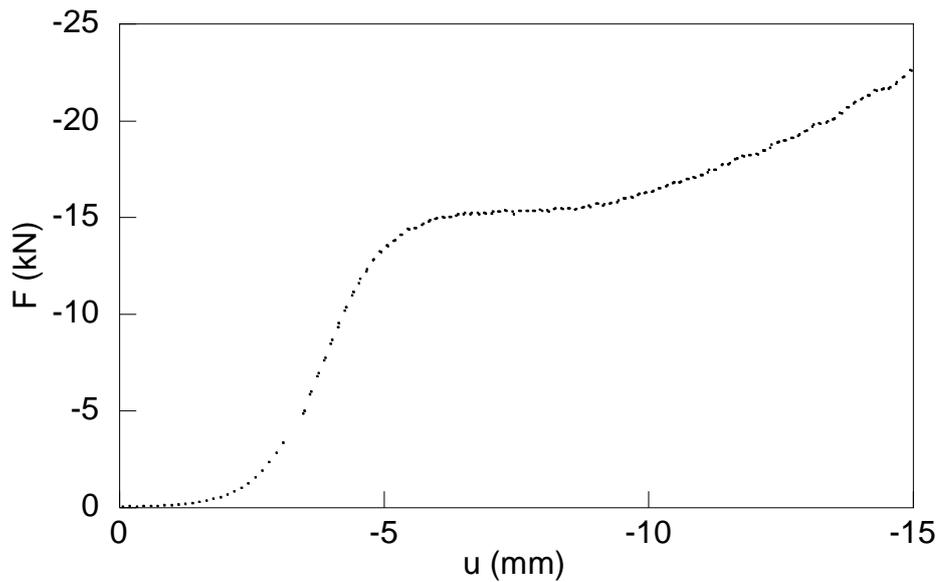


Fig. 4.85. Fuerza vs. acortamiento, ERCS-3.

4.1.3. Validez de cada tipo de ensayo

Los ensayos evaluados hasta ahora (tanto los Marshall como los de compresión simple) son de tipo estático, con los que no se puede valorar la evolución de las propiedades del material a lo largo de su vida en servicio porque no se reproducen las condiciones de trabajo ni las condiciones de contorno adecuadamente.

4.2. Comportamiento dinámico

El comportamiento de las MBC *debe analizarse desde el punto de vista dinámico*, para lo cual en la presente Tesis Doctoral se han utilizado el *módulo dinámico* y el *ángulo de desfase*.

4.2.1. Análisis del módulo dinámico

En una MBC el valor del módulo dinámico se encuentra influido tanto por la frecuencia de las cargas aplicadas sobre la misma como por la temperatura a la que se encuentra sometida.

(i) Influencia de la frecuencia

Para evaluar la influencia de la frecuencia de aplicación de las cargas se representó la variación del módulo dinámico $|E^*|$ en función de la misma (Fig. 4.86), utilizando distintos acondicionamientos térmicos previos (-10°C ; 4°C ; 23°C y 40°C).

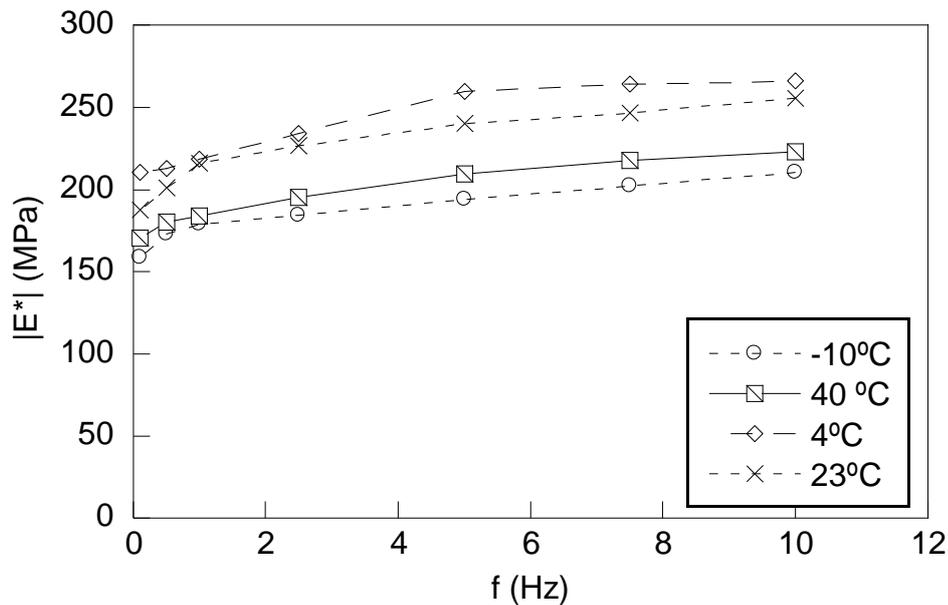


Fig. 4.86. Módulo dinámico vs. frecuencia.

Al aumentar la frecuencia lo hace también el módulo dinámico, o lo que es lo mismo, disminuye la deformación ε_c provocada por las cargas cíclicas de compresión axial. Estos resultados corroboran la teoría del comportamiento de los materiales poliméricos o de matriz polimérica (como es el presente caso en el que la matriz o ligante es un betún polimérico) que dice que al aumentar la velocidad de aplicación de la carga en un polímero disminuye su deformación.

(ii) Influencia de la temperatura

Para evaluar la influencia de la temperatura se representó el módulo dinámico $|E^*|$ frente a dicha variable durante el acondicionamiento térmico previo al que fueron sometidos los testigos (Fig. 4.87), construyéndose una curva diferente para cada una de las frecuencias de aplicación de las cargas utilizadas en la MBC (0.1 Hz, 0.5 Hz, 1.0 Hz, 2.5 Hz, 5.0 Hz, 7.5 Hz y 10 Hz).

Como σ_c es constante y el módulo dinámico es el cociente entre la tensión cíclica axial de compresión máxima aplicada y la deformación ε_c que se produce en cada ciclo, lo único que varía al cambiar la temperatura a una misma frecuencia de ensayo es la deformación, de tal forma que el aumento de ésta disminuye el módulo dinámico ($\varepsilon_c \uparrow \Rightarrow |E| \downarrow$).

Al aumentar la temperatura, como el ligante se hace más dúctil, el testigo sufre una mayor deformación, y por tanto desciende el módulo dinámico.

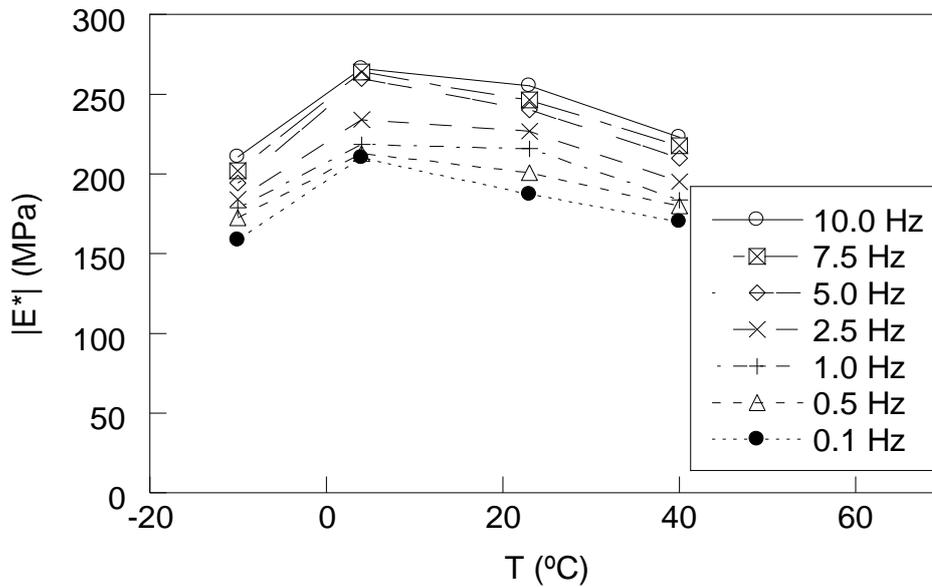


Fig. 4.87. Módulo dinámico vs. temperatura.

Conviene reseñar que el aumento de la temperatura en un material polimérico incrementa su ductilidad pero reduce su módulo de rigidez y su resistencia a tracción, por lo cual se comporta peor como ligante dentro de un material compuesto.

Los testigos sometidos a un acondicionamiento térmico previo de -10°C experimentaron una caída del módulo dinámico. Esto puede ser debido a que la matriz (betún) es de naturaleza polimérica, por lo que seguramente en los ensayos se descendió *por debajo de su temperatura de transición vítrea* (estando así en la región vítrea) de forma que las cadenas que lo componen están en una posición congelada, no permitiendo el movimiento entre sí y comportándose el betún de forma rígida. Por lo tanto desciende notablemente la función de matriz-ligante que realizaba en la MBC a temperaturas más altas, tendiendo hacia la disgregación del material (o por lo menos a una falta de cohesión), haciendo que la deformación del testigo aumente y disminuya su módulo dinámico.

En el caso del testigo ECD-7 se comprobó que al someterlo a dos tratamientos térmicos previos (40°C primero y 4°C después) se produjo una caída de su módulo dinámico, por lo que se desecharon sus resultados (Fig. 4.88). No obstante el papel del acondicionamiento térmico se juzgó muy relevante en los estudios de la presente Tesis, dada la gran importancia que pueden tener las variaciones de temperatura sobre el comportamiento mecánico real de la MBC.

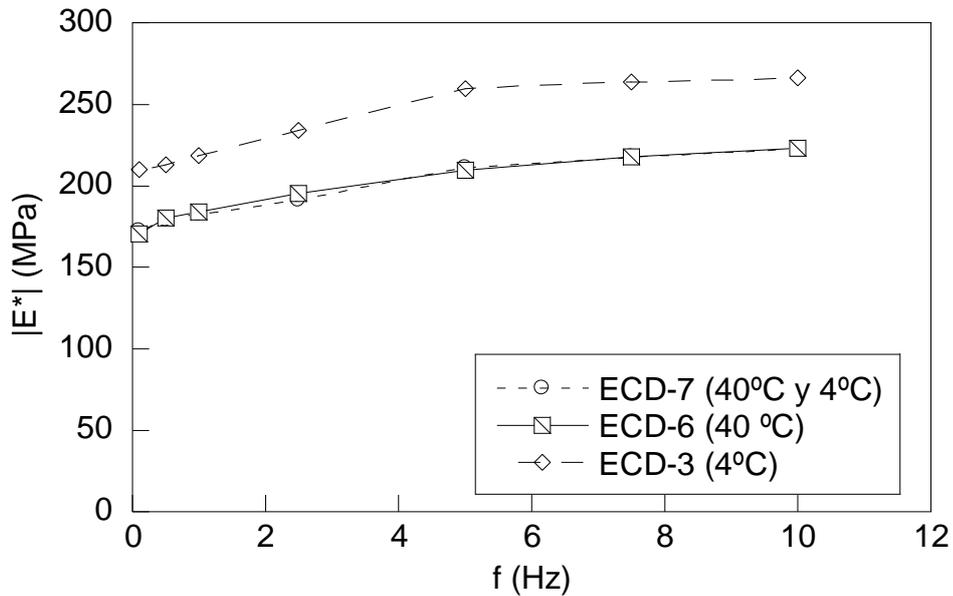


Fig. 4.88. Influencia de los tratamientos térmicos previos sobre el módulo dinámico.

4.2.2. Análisis del ángulo de desfase

A una frecuencia determinada, el ángulo de desfase ϕ es indicativo del tiempo de retraso medio que existe entre la tensión cíclica axial de compresión máxima aplicada en un ciclo y la deformación que produce.

(i) Influencia de la frecuencia

Al aumentar la frecuencia disminuye el ángulo de desfase (Fig. 4.89), ya que también disminuye su deformación máxima, lo que se corrobora con la teoría del comportamiento de los materiales poliméricos o de matriz polimérica (como es este caso, en el que la matriz es un betún polimérico), pasando su comportamiento a ser de tipo elástico al disminuir la componente viscosa, con el aumento de frecuencia.

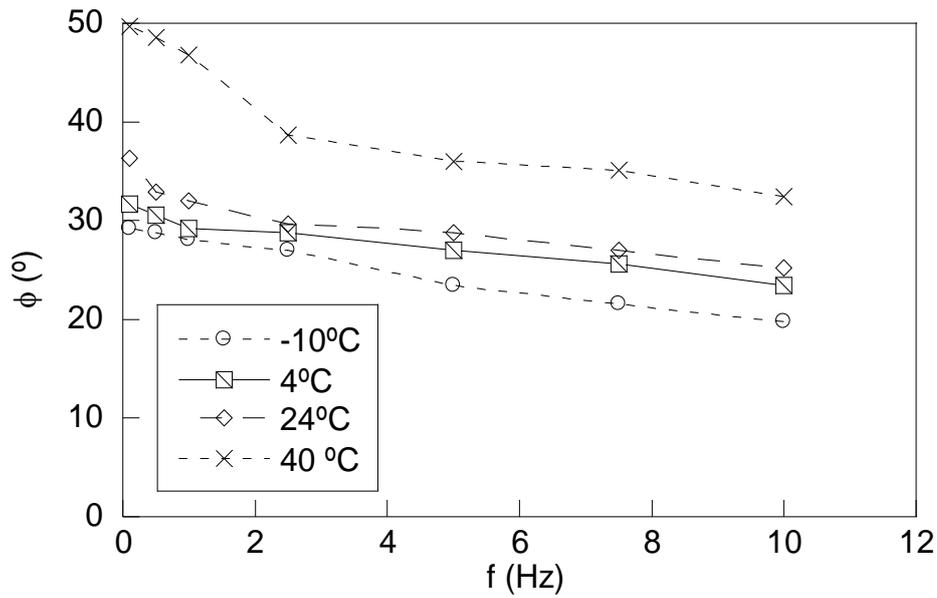


Fig. 4.89. Ángulo de desfase vs. frecuencia.

(ii) *Influencia de la temperatura*

El ángulo de desfase aumenta con la temperatura (Fig. 4.90), lo que significa un predominio mayor de su comportamiento viscoso, o lo que es lo mismo, una disminución de la componente elástica en su respuesta mecánica.

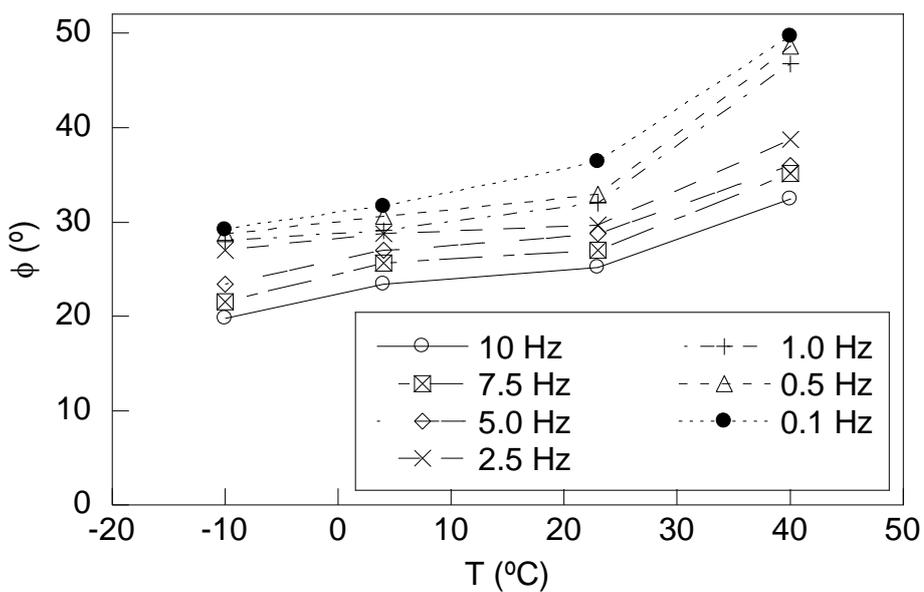


Fig. 4.90. Ángulo de desfase vs. temperatura.

4.2.3. Reproducibilidad y transferibilidad de resultados

Es destacable que la reproducibilidad de resultados en este tipo de ensayos es relativamente buena, tal y como se puede apreciar en las Figs. 4.91 y 4.92, por lo que se considera que son adecuados para representar el comportamiento real de una MBC.

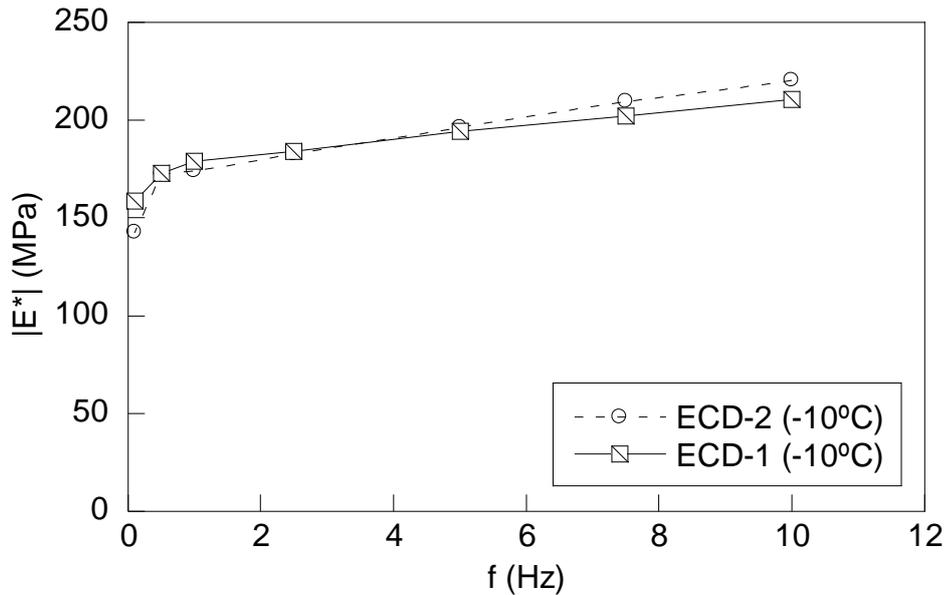


Fig. 4.91. Módulo dinámico vs. frecuencia: reproducibilidad de los resultados.

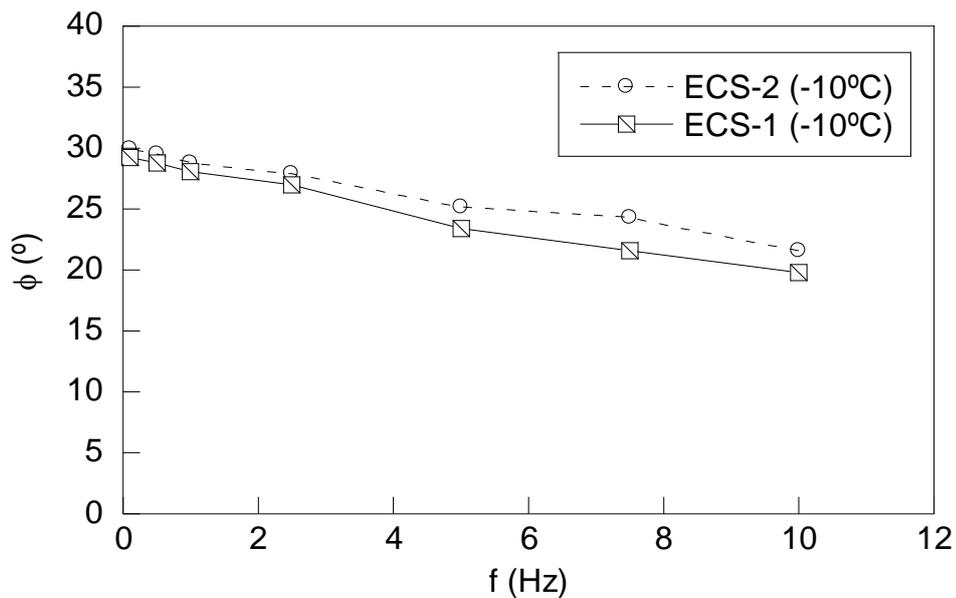


Fig. 4.92. Ángulo de desfase vs. frecuencia: reproducibilidad de los resultados

Sin embargo, los ensayos no dejan de ser una aproximación, más si se tiene en cuenta que existen diferencias entre el comportamiento del material en laboratorio y el comportamiento en la carretera, con todas sus condiciones de contorno, tales como la aplicación de cargas, confinamiento, variación de temperatura, etc.

4.3. Comportamiento a largo plazo

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de fatiga realizados sobre los testigos se calculó el rango de acortamiento o intervalo de oscilación del acortamiento (Δu) que se produce en el material en cada ciclo de carga (Figs. 4.93 a 4.95) siendo $u_{m\acute{a}x}$ y $u_{m\acute{i}n}$ los acortamientos axiales de oscilación máximo y mínimo respectivamente.

$$\Delta u = u_{m\acute{a}x} - u_{m\acute{i}n} \quad (4.13)$$

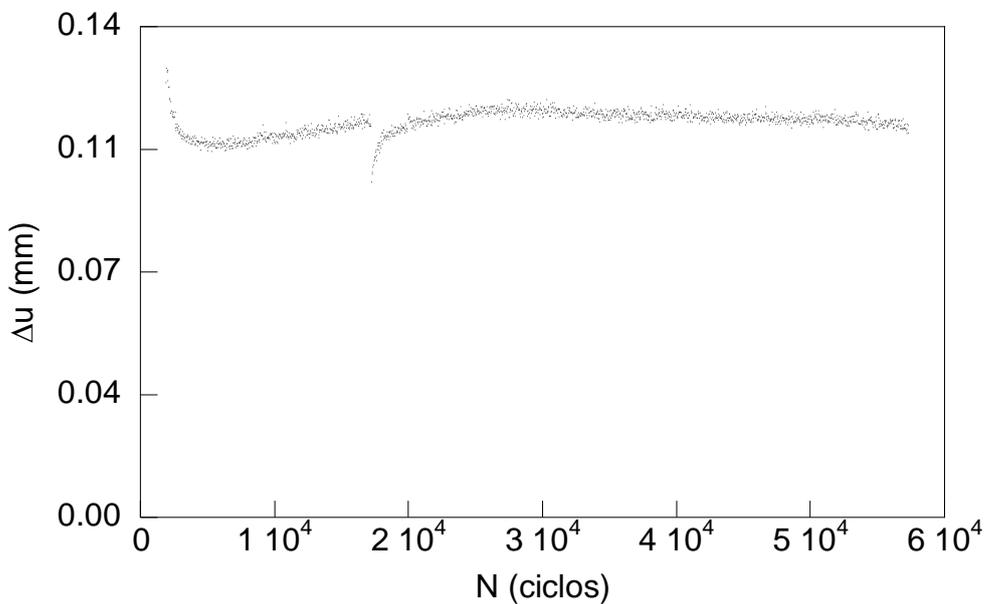


Fig. 4.93. Rango de acortamiento vs. número de ciclos, testigo EF-1.

Respecto al Δu se distinguen dos zonas de comportamiento totalmente diferenciado:

- Una primera zona de gran disminución, como consecuencia de la recolocación del material y la consiguiente eliminación de huecos.
- Una segunda zona de estabilidad en la que el intervalo de oscilación del acortamiento se mantiene constante en los ensayos con onda sinusoidal y crece ligeramente en los ensayos con onda compleja.

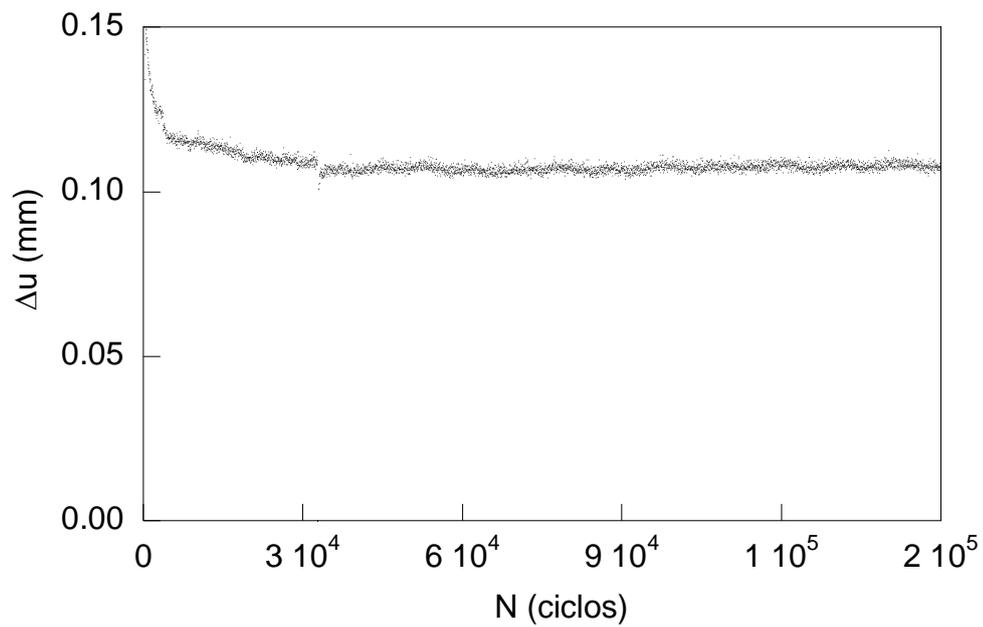


Fig. 4.94. Rango de acortamiento vs. número de ciclos, testigo EF-2.

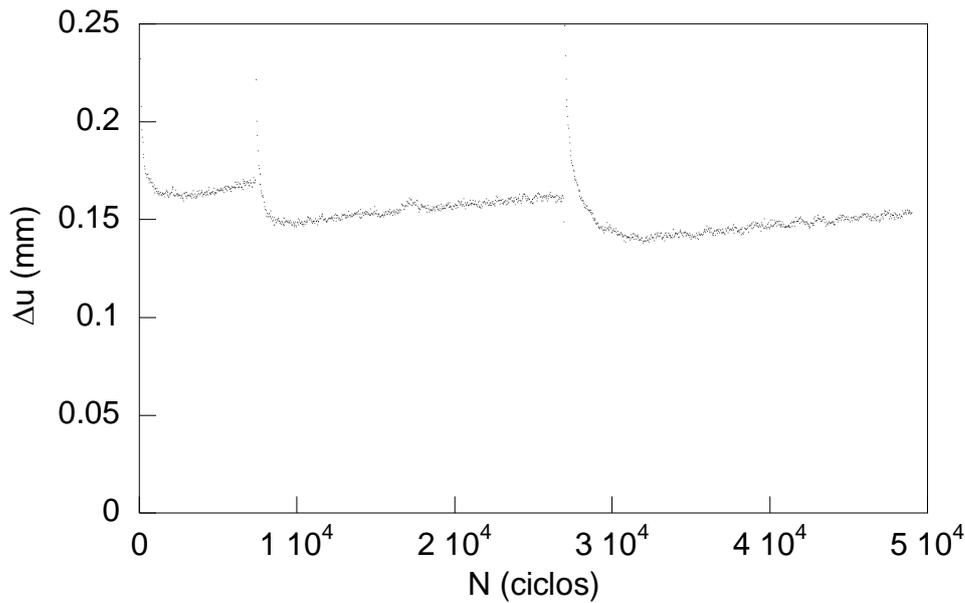


Fig. 4.95. Rango de acortamiento vs. número de ciclos, testigo EF-3.

En el testigo EF-1 se realizó una interrupción del ensayo sin efectuar descarga y al reanudarlo se produjo un Δu que se puede interpretar de la siguiente forma: al continuar el ensayo la rigidez disminuye, sufriendo la MBC una mayor movilidad y aumentando por tanto el Δu . Es lo que se denomina *efecto plastilina*, que es lo que le ocurre a ésta al empezar a amasarla, pasa de estar muy rígida a presentar una gran flexibilidad.

Es necesario reseñar que debido a la gran duración del ensayo del testigo EF-3 fue necesario detenerlo, por lo que el material recuperó parte de su deformación, y al continuar el ensayo volvió a experimentar el efecto de recolocación descrito anteriormente.

Para estudiar la evolución de la rigidez (k) de la MBC, se representó como variaba ésta con el número de ciclos para los tres casos estudiados (Figs. 4.96 a 4.98). Por definición la k se obtiene como la relación entre el intervalo de oscilación de la fuerza (ΔF) y el intervalo de oscilación del acortamiento (Δu):

$$k = \frac{\Delta F}{\Delta u} \tag{4.14}$$

siendo ΔF la diferencia entre la carga máxima y la mínima aplicada en cada ciclo de carga. Puesto que el ensayo se ha realizado en control de carga, el rango de fuerzas es siempre constante, variando únicamente el rango de acortamientos.

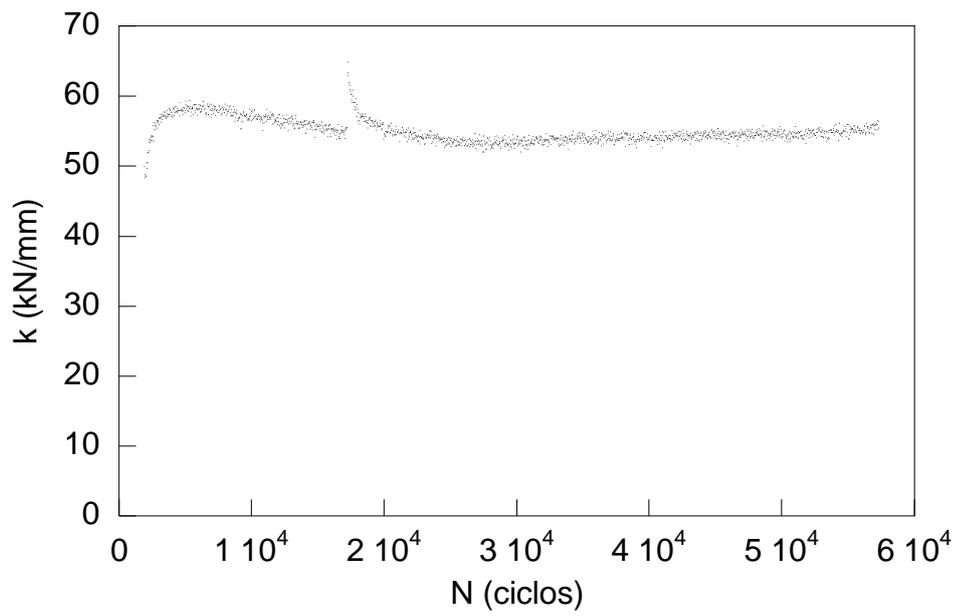


Fig. 4.96. Rigidez vs. número de ciclos, testigo EF-1.

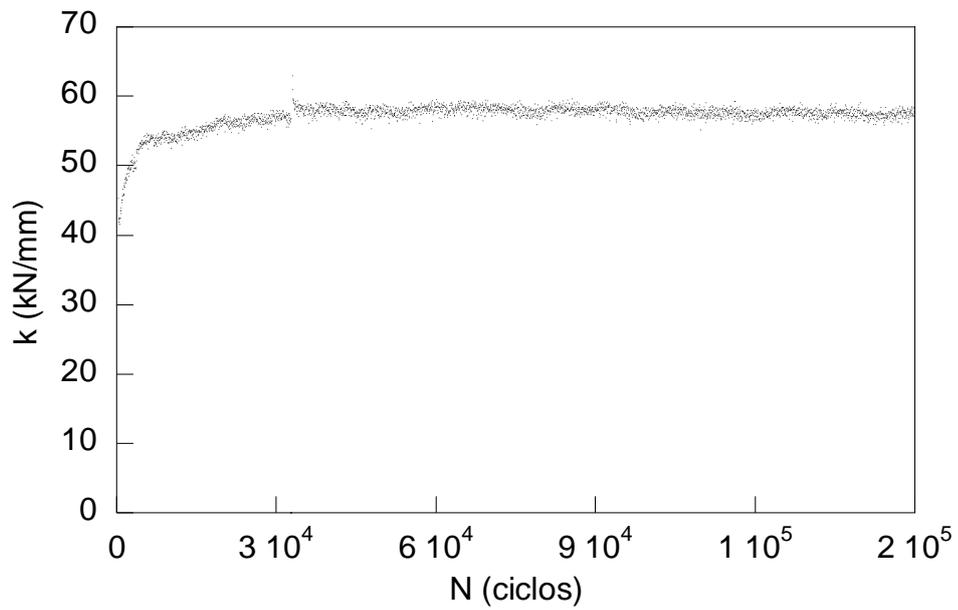


Fig. 4.97. Rigidez vs. número de ciclos, testigo EF-2.

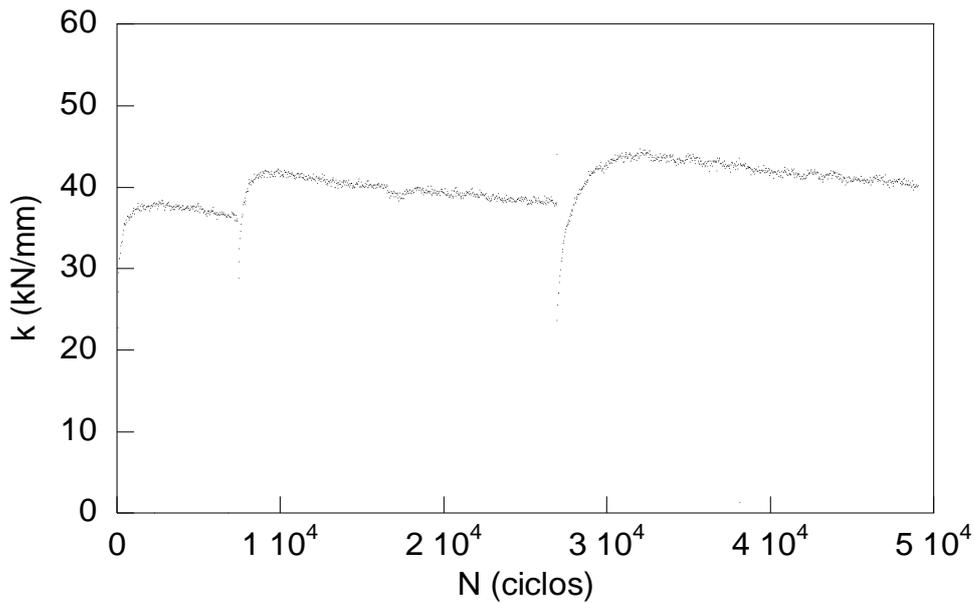


Fig. 4.98. Rigidez vs. número de ciclos, testigo EF-3.

La rigidez del material se estabiliza una vez efectuados los primeros ciclos, ~55 kN/mm en los ensayos realizados con onda simple y ~40 kN/mm en los de onda compleja. Esta diferencia se explica por el comportamiento viscoso de la MBC: al utilizar la onda compleja la rigidez del material es menor debido a la existencia de un periodo de ausencia de carga en cada ciclo que produce un aumento de Δu por el retraso producido entre la aplicación de la carga y la deformación que provoca, apreciándose así la existencia de un desfase más o menos constante entre la aplicación de las cargas y los acortamientos producidos por éstas.

Para evaluar la evolución del material a lo largo del tiempo se utilizó otro parámetro característico, la *deformación permanente acumulada* (ϵ_{PA}), que es el producto de dividir el acortamiento axial mínimo ($u_{mín}$), entre la altura real total de la probeta en el instante de la medida (h_i)

$$\epsilon_{PA} = \frac{u_{mín}}{h_i} \tag{4.15}$$

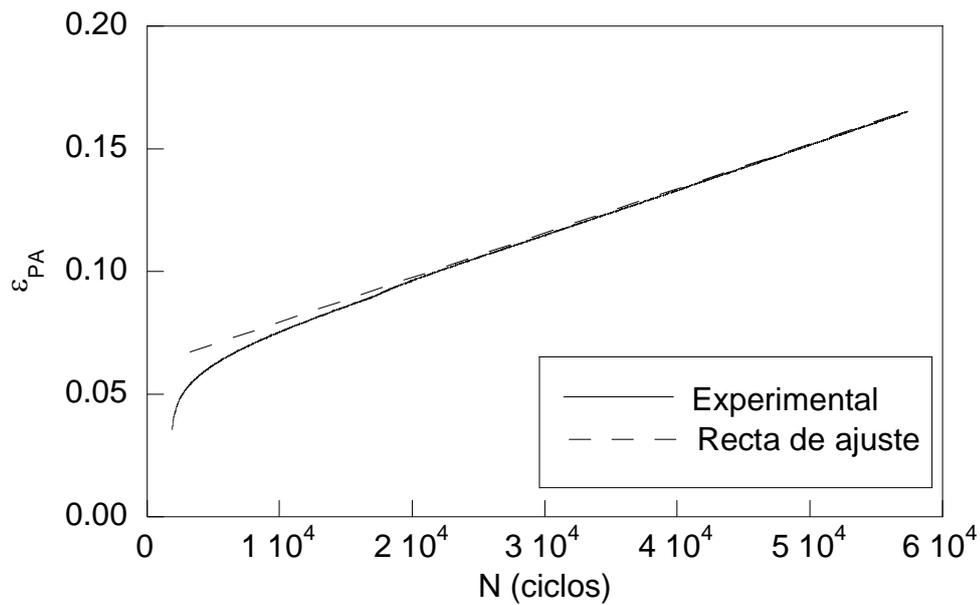


Fig. 4.99. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-1.

En una primera aproximación, del análisis de las curvas de deformación permanente acumulada vs. número de ciclos (Figs.4.99 a 4.101) se deduce que el comportamiento del material presenta dos fases bien diferenciadas:

- Una primera fase en la que la deformación evoluciona rápidamente, correspondiente al periodo de acomodación del material y la consiguiente eliminación de huecos en su interior.
- Una segunda fase pseudo-lineal, tanto en el caso de la onda simple como en el caso de la onda compleja, lo que permite calcular una equivalencia entre ambas ondas, facilitando apreciablemente los estudios de fatiga en MBC sometidas a un alto número de ciclos.

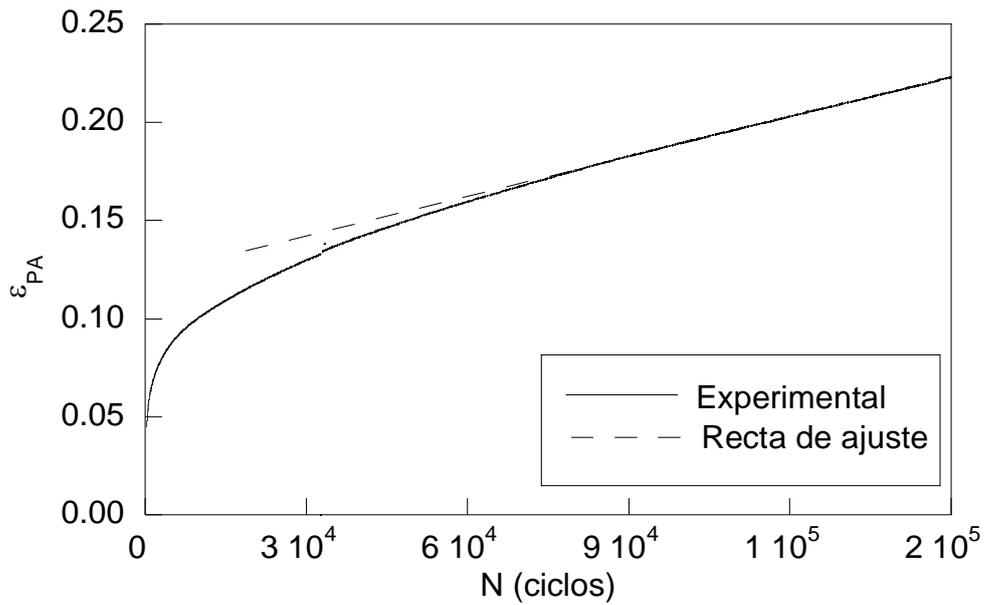


Fig. 4.100. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-2.

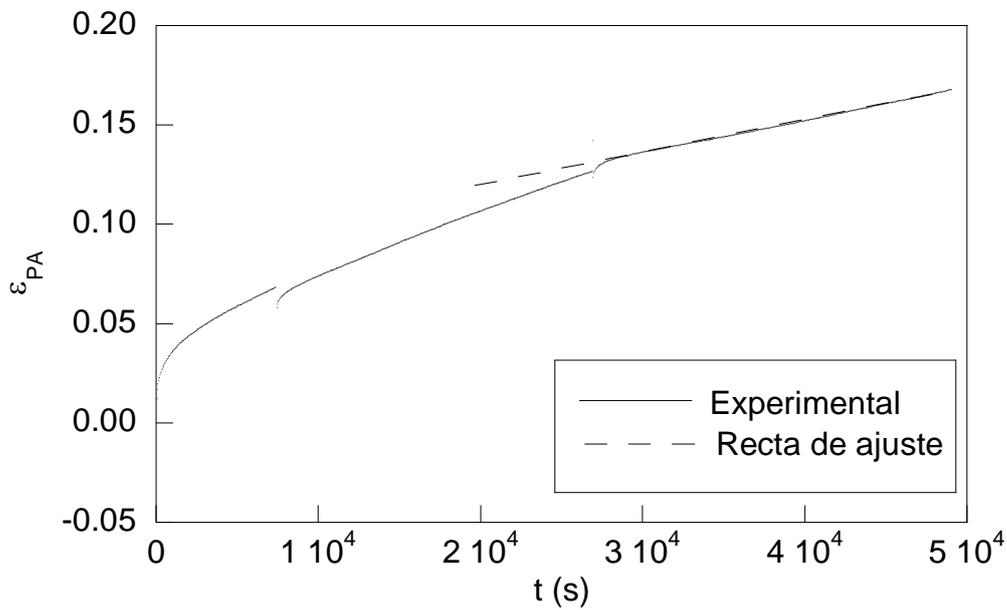


Fig. 4.101. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-3.

Sin embargo, aunque en la segunda fase de las curvas se puede realizar un ajuste de tipo lineal, se decidió estudiar conjuntamente toda la curva, por lo que se ajustaron los resultados de ϵ_{PA} con varias curvas de tipo potencial (Figs. 4.102 a 4.104), tal y como se realiza en la mayoría de los modelos de fatiga desarrollados, tomando la forma:

$$\epsilon_{PA} = a \cdot N^b \tag{4.16}$$

donde a y b son los coeficientes de ajuste de la curva.

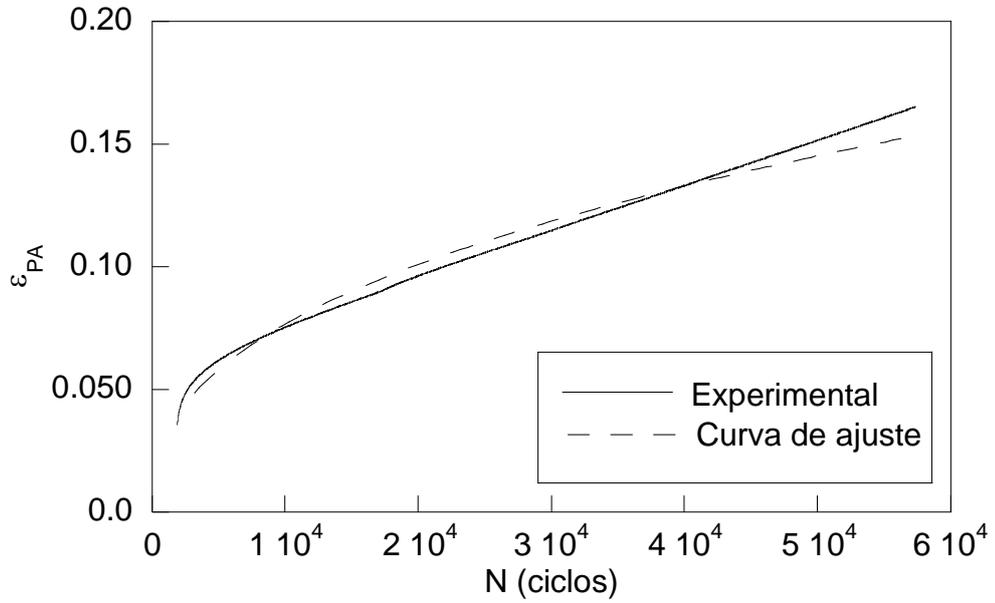


Fig. 4.102. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-1. Ajuste con curva potencial.

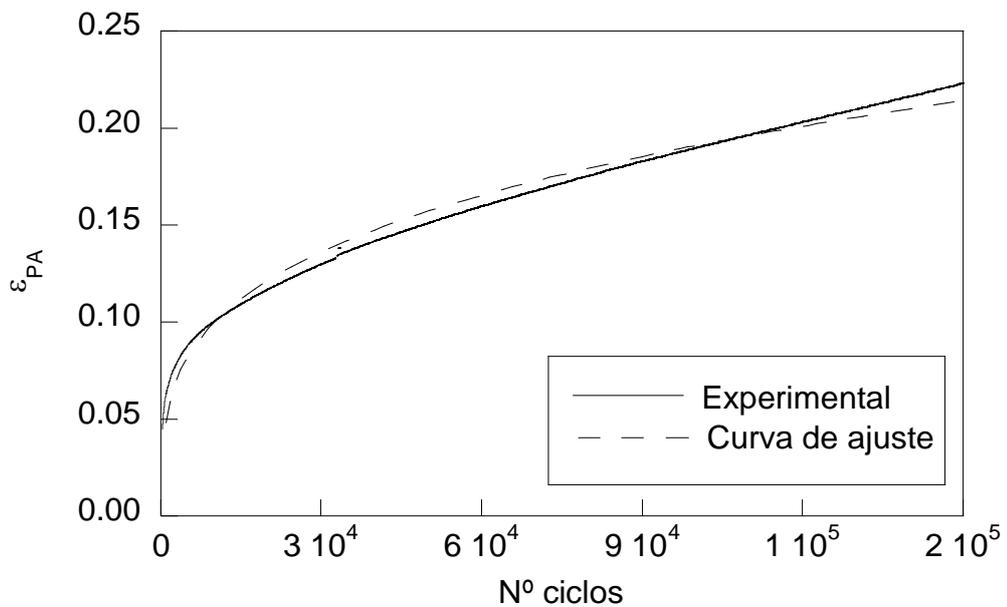


Fig. 4.103. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-2. Ajuste con curva potencial.

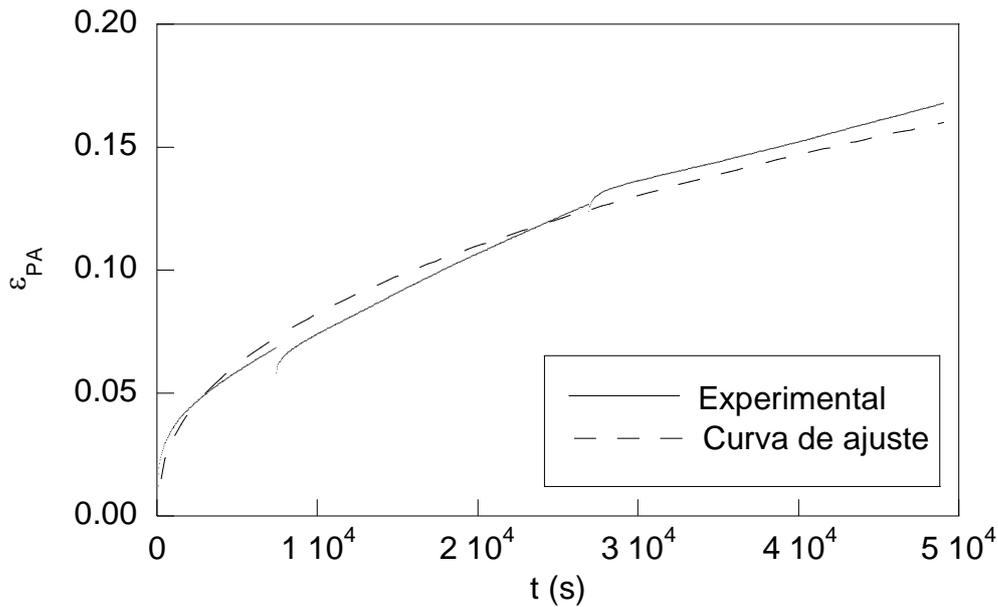


Fig. 4.104. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-3. Ajuste con curva potencial.

Del análisis de los datos de la Tabla 4.18 se comprueba que la deformación permanente acumulada producida durante 50000 ciclos ($\epsilon_{PA50000}$) en los dos ensayos con onda tipo sinusoidal simple es prácticamente igual, siendo ligeramente superior en el ensayo realizado con onda sinusoidal compleja.

Tabla 4.18. Resultados obtenidos en los ensayos de fatiga de MBC.

Ensayo	EF-1	EF-2	EF-3
Tipo de Onda	Sinusoidal	Sinusoidal	Compleja
N (ciclos hasta detener el ensayo)	$6 \cdot 10^4$	$16 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$
$\epsilon_{PA50000}$	0.15	0.15	0.22
K (kN/mm)	54.63	58.99	40.45
Δu (mm)	0.11	0.11	0.15

Para completar el estudio se realizó también un ajuste con curvas de tipo potencial con término independiente (Figs. 4.105 a 4.107), que presentan un mejor coeficiente de determinación, R^2 , tomando la ley de fatiga la forma:

$$\epsilon_{PA} = a + b \cdot N^c \tag{4.17}$$

donde a , b y c son los coeficientes de ajuste de la curva.

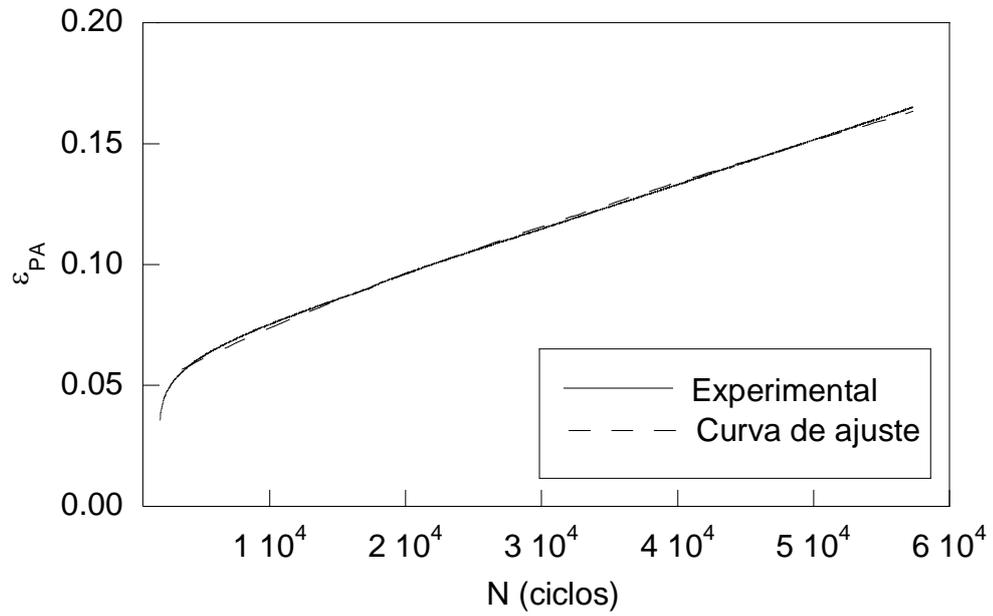


Fig. 4.105. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-1. Ajuste con curva potencial con término independiente.

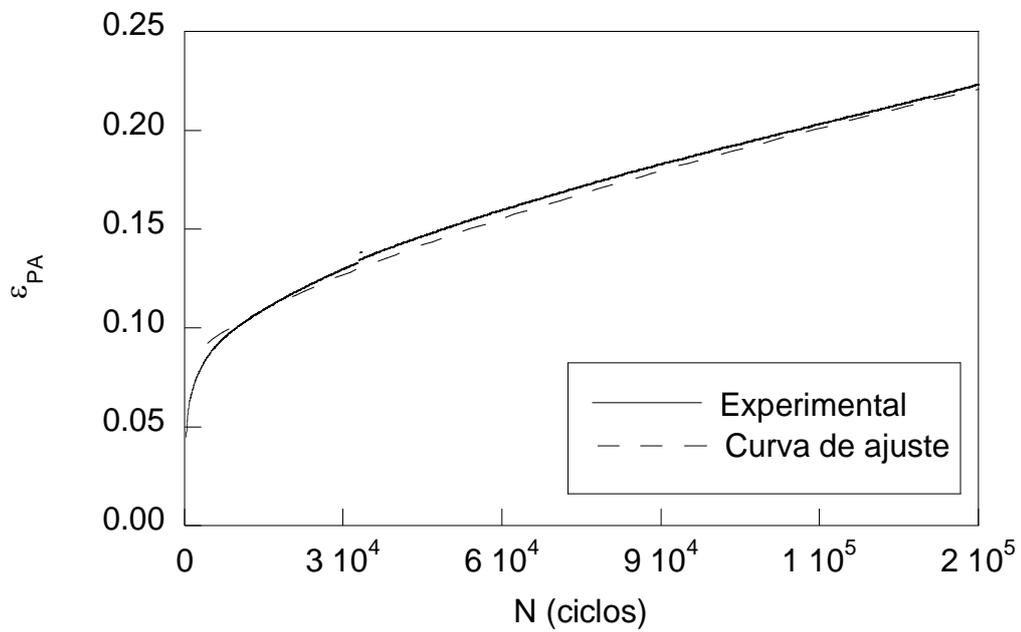


Fig. 4.106. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-2. Ajuste con curva potencial con término independiente.

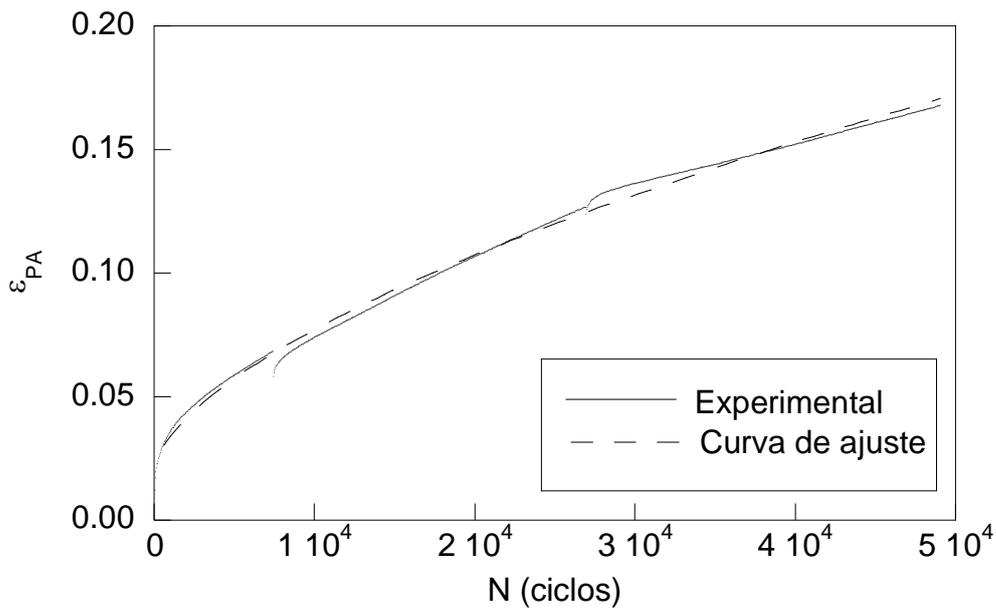


Fig. 4.107. Deformación permanente acumulada vs. número de ciclos, testigo EF-3. Ajuste con curva potencial con término independiente.

En la Tabla 4.19 se muestra un resumen de todo lo anterior se presenta. A la vista de los resultados de los gráficos y del coeficiente de determinación de las curvas, el tipo de curva que mejor se ajusta con los datos obtenidos en todos los casos es la potencial con término independiente.

Tabla 4.19. Leyes de comportamiento obtenidas.

Ensayo	Ley de ajuste	Coefficiente R^2
Ajuste lineal (segunda fase)		
EF-1	$\epsilon_{PA} = 0.05795 + 0.000002N$	0.99942
EF-2	$\epsilon_{PA} = 0.11630 + 0.000001N$	0.94558
EF-3	$\epsilon_{PA} = 0.10325 + 0.0000002N$	0.99539
Ajuste potencial		
EF-1	$\epsilon_{PA} = 0.019746N^{0.39726}$	0.98119
EF-2	$\epsilon_{PA} = 0.0074853N^{0.28132}$	0.98275
EF-3	$\epsilon_{PA} = 0.0017503N^{0.41808}$	0.98710
Ajuste potencial con término independiente		
EF-1	$\epsilon_{PA} = 0.04264 + 0.00002N^{0.77508}$	0.99819
EF-2	$\epsilon_{PA} = 0.07990 + 0.00004N^{0.68254}$	0.99097
EF-3	$\epsilon_{PA} = 0.01950 + 0.00022N^{0.60585}$	0.99577

V. DAÑO PRODUCIDO POR LA EXTENSIÓN DE FUNDENTES SOBRE LAS MBC

Actualmente, uno de los principales objetivos perseguidos por los gestores públicos es la optimización de los medios a su disposición, de forma que se está procediendo a una racionalización de los gastos en todos los ámbitos de acuerdo con los principios de eficacia y eficiencia que deben regir el funcionamiento de las Administraciones Públicas. Por ello se hace necesario el empleo de técnicas de análisis coste-beneficio y de análisis ingenieril, no sólo en la construcción de infraestructuras, sino también en las operaciones de conservación para mantener su funcionalidad. Entre otros, en las infraestructuras viarias el coste más alto de mantenimiento viene determinado por las operaciones periódicas de reposición de las capas de pavimento necesarias para recuperar sus características iniciales, tanto mecánicas como de confort y seguridad, y que directamente se relacionan con su grado de deterioro.

La degradación del firme se produce en principio como efecto del paso del tiempo, debido al envejecimiento y a la fatiga de los materiales constituyentes de las MBC que integran las capas del firme. Sin embargo, el paso del tiempo no es la única variable que afecta al deterioro, sino que existen otros condicionantes que aceleran en mayor o menor medida dicha degradación.

Si bien las condiciones de trabajo (cargas) de las MBC han sido ampliamente estudiadas, de manera que son las utilizadas de forma habitual para realizar el diseño de las capas de firme, a las condiciones de contorno no se les ha prestado la debida atención hasta hace relativamente poco tiempo, de forma que muchos diseños de firme han resultado defectuosos por haberse ignorado la acción de diferentes agentes externos.

La influencia de las variaciones de temperatura es uno de los pocos factores que sí se tiene en cuenta a la hora del diseño, ya que influye de forma muy directa en el comportamiento del betún (uno de los integrantes de la MBC) afectando a la reología del material compuesto (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003). El agua es otra de las principales causas del deterioro que debe tenerse en cuenta, debido al daño que produce sobre las MBC (CHEN y HUANG, 2008), junto con la acción del hielo (MUENCH, MAHONEY y PIERCE, 2003). También es bien conocida, por los servicios de mantenimiento de carreteras, la influencia negativa que producen los diferentes tratamientos con fundentes utilizados durante la vialidad invernal sobre los pavimentos, aspecto que se ha corroborado en recientes estudios (TINO *et al.*, 2011).

1. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

1.1. Daño producido por la extensión de fundentes

Los tratamientos con fundentes durante la vialidad invernal (para evitar la formación de hielo en las distintas redes de carreteras), preferentemente NaCl y puntualmente CaCl, tanto en forma sólida como en forma humidificada o solución (salmuera), se ha generalizado hoy en día debido básicamente a las exigencias de los usuarios, a la presión social y al compromiso de las diversas administraciones. Todo ello ha llevado a aumentar notablemente los medios destinados a la vialidad invernal, tanto en personal y maquinaria como en capacidad de almacenamiento, lo que se ha traducido en un mayor empleo de fundentes en las carreteras. La afección de los fundentes sobre los pavimentos, y en concreto sobre las MBC, ha aumentado mucho en los últimos tiempos, y con ello el posible deterioro debido a estos fundentes.

1.2. Daño producido por el agua y la temperatura

En la presente Tesis se ha considerado necesario realizar un estudio diferenciado entre el efecto producido por los fundentes y el producido por los agentes externos climatológicos naturales (agua y temperatura).

Debido a que la presencia de agua en el pavimento puede deberse tanto a causas naturales como artificiales, se han realizado diversos ensayos (estáticos y dinámicos) con el fin de evaluar por una parte el efecto que produce la presencia de humedad en la MBC y por otra las consecuencias de la extensión de fundentes en la calzada.

Por lo que se refiere a la influencia de la *temperatura*, dado que en las condiciones reales de trabajo a las que se encuentra sometida la MBC el gradiente de temperatura varía considerablemente (desde aproximadamente -10°C en una noche de invierno hasta los 40°C en una tarde de verano) se ha considerado conveniente tener en cuenta esta variable separadamente. Mientras que al refuerzo (constituido por los áridos) apenas le influyen las variaciones de temperatura, a la matriz (compuesta por el ligante) le afectan de una forma clara, de tal modo que el comportamiento de la MBC se ve afectado en su conjunto.

Cuando el ligante (betún) de una MBC se calienta a una temperatura suficientemente alta (por encima de su punto de inflamación) se fluidifica, por lo que se comporta como un fluido newtoniano, que es aquel en el que existe una relación lineal entre las tensiones cortantes que se le aplican y su velocidad de deformación. Esta resistencia al corte de un fluido, equivalente a la fricción entre dos sólidos, se denomina viscosidad (μ) del betún.

Las propiedades mecánicas del betún se pueden definir a altas temperaturas por su viscosidad, relativamente baja ya que se está en la zona alta del régimen newtoniano, en el que las moléculas que componen el betún se encuentran desenmarañadas y alineadas entre sí, oponiendo la mínima resistencia al flujo (propiedad que es utilizada para la fabricación de la MBC, puesto que se favorece la mezcla del betún con los áridos).

A temperaturas medias el betún se comporta como un fluido no newtoniano (la viscosidad varía con el gradiente de la tensión que se le aplica, por lo que no tiene un valor constante) y más

concretamente como un sólido viscoelastoplástico, es decir, sus propiedades mecánicas dependen del tiempo. La MBC se puede caracterizar en este caso por sus módulo dinámico.

Por último, a temperaturas bajas el betún se comporta de nuevo como un fluido newtoniano, más concretamente como un material elástico lineal, con un coeficiente de viscosidad mayor que para altas temperaturas, ya que las moléculas que lo conforman tienen un nivel de enmarañamiento alto que eleva la resistencia a fluir y por tanto la viscosidad.

1.3. Determinación del daño del material a largo plazo

1.3.1. Evaluación de la capacidad estructural del firme

La capacidad estructural del firme de una carretera no se puede medir directamente, por lo que para la evaluación del estado real se definen diversos criterios de fallo, siendo uno de los más utilizados el *método de las deflexiones*. El firme se deforma al recibir una carga, produciendo un cuenco de unas dimensiones que dependen de sus características mecánicas, siendo la deformación vertical máxima la producida en el punto de aplicación de la citada carga. Esta deformación se denomina deflexión.

La deflexión definida de este modo constituye lo que se denomina *deflexión total*. Sin embargo, cuando deja de aplicarse la sollicitación, ésta no se recupera totalmente (la naturaleza del firme es viscoelastoplástica), pudiéndose descomponer deflexión total en dos componentes: *deflexión remanente* (producida por la deformación de naturaleza permanente) y *deflexión elástica* (debida a la deformación recuperable o no permanente que sufre el material).

Por lo tanto, una de las formas de establecer la capacidad portante de un firme viene determinada por la deflexión elástica recuperada, que no es otra cosa que la capacidad que tiene de transmitir cargas a la explanada. Su valor puede determinarse con la medida de la deformación vertical que sufre el firme al verse sollicitado por una determinada carga, o lo que es lo mismo, la deflexión.

Es necesario aclarar que la deflexión elástica es función directa de los distintos módulos elásticos de los componentes del firme, por lo que no son comparables las deflexiones de firmes flexibles con las deflexiones de firmes rígidos.

La normativa española, y en concreto la Norma 6.3-IC de Rehabilitación de firmes aprobada por Orden FOM/3459/2003 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a), con el fin de evitar dispersiones por la utilización de distintos procedimientos que podrían llevar a interpretaciones erróneas, estipula en la medición de las deflexiones elásticas como deflexión patrón normalizada la obtenida según la norma NLT-356 (CEDEX, 1992-2000) con un deflectómetro estático simple, como la viga Benkelman. Este dispositivo permite leer la deformación que sufre el firme al aplicar una carga sobre el extremo del mismo. Se define de esta forma la deflexión elástica como la recuperación de la superficie del firme al retirarse un par de ruedas gemelas de un eje tipo simple, siendo las características fundamentales del ensayo la utilización de una carga normalizada de 13 t (128 kN) y como condiciones atmosféricas 20°C de temperatura en la superficie del pavimento y la máxima humedad que puede presentar la explanada.

Debido a las características del ensayo la toma de datos con viga Benkelman es lenta, lo que afecta de forma negativa a la circulación en tramos abiertos al tráfico, por lo que no constituye un sistema práctico desde el punto de vista de la seguridad vial. Por este motivo, en la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento se ha desarrollado en los últimos años una intensa labor de correlación y calibración de distintos sistemas de medida para desarrollar nuevos métodos de alto rendimiento que permitan obtener el número necesario de deflexiones en espacios de tiempo relativamente cortos. Estos equipos de medida son deflectógrafos tipo Lacroix, curviímetros y deflectómetros de impacto, que emplean distintos procesos de medida y análisis *in situ*.

De este modo se han realizado numerosos estudios, obteniéndose como resultado una Nota Técnica (MINISTERIO DE FOMENTO, 2009). Tras el análisis de los resultados, y ante la falta de posibilidades de que la viga Benkelman sea el método de medida y referencia de una red moderna de carreteras (que necesita ser estudiada con cierta frecuencia y siempre en condiciones de seguridad de la circulación vial) se consideran como equipos de referencia para la medida de las deflexiones en la RCE tanto el curviómetro (regulado por la norma NLT-333, CEDEX, 1992-2000), como el deflectómetro de impacto (regulado por la norma NLT-338, CEDEX, 1992-2000). La medida de la deflexión, para su aplicación en proyectos, estudios e informes de la RCE, se realiza sobre las líneas representativas de las rodadas y aplicando, a efectos prácticos, el factor de corrección recogido en la citada nota y que es válido hasta que sea actualizado en posteriores ensayos de armonización.

1.3.2. Evolución de la MBC

La obtención en laboratorio de los parámetros mecánicos en MBC sometidas a la presencia de agua o soluciones salinas es muy compleja debido a las alteraciones en la geometría que sufre el material con el paso del tiempo por la pérdida de adhesividad entre los materiales constituyentes y la disminución de la cohesión de las MBC, lo que lleva a su disgregación y posterior desintegración.

1.3.3. Evolución de la superficie de rodadura

Un firme debe proporcionar unas determinadas características superficiales que se mantengan a lo largo del tiempo, de modo que la superficie de rodadura sea cómoda y segura. Existen diversos parámetros para evaluar estas características superficiales, entre los que destacan el *IRI* (evalúa la *regularidad superficial*) y el *CRT* (evalúa la resistencia al deslizamiento e indirectamente la *textura* del pavimento).

La *regularidad superficial* del pavimento es un parámetro que estudia básicamente la comodidad de la circulación vial mediante la medida de la diferencia entre el perfil longitudinal teórico y el real. El método más conocido es el del Índice de Regularidad Internacional (*IRI* o *International Roughness Index*) definido en la norma NLT-330 (CEDEX, 1992-2000), que cuantifica el movimiento vertical acumulado de un vehículo a lo largo de una distancia dada.

La *textura* del pavimento es un parámetro que incide básicamente en la seguridad de la circulación vial, ya que evalúa la adherencia entre el neumático y el pavimento, la capacidad para evacuar agua de la superficie de contacto neumático-pavimento (para evitar el fenómeno del *aquaplaning*) e incide directamente en el ruido producido al circular los vehículos. Entendida como la variación vertical (medida en sentido longitudinal) que presenta la superficie de rodadura de un firme respecto a una superficie plana determinada, en la medida de la textura se diferencia entre la *microtextura* (que mide las variaciones verticales en longitudes de onda inferiores 0.5 mm), la *macrotextura* (que mide las variaciones verticales menores de 20 mm en longitudes de onda comprendidas entre 0.5 y 50 mm), y la *megatextura* (que mide las variaciones verticales en longitudes de onda comprendidas entre 50 y 500 mm).

De esta forma, el fenómeno del *aquaplaning* está vinculado básicamente a la *macrotextura*, ya que la longitud de onda que mide es del mismo orden que la medida del dibujo de los neumáticos. Igualmente está asociada a la *macrotextura* la producción de ruido por parte de los neumáticos al circular y la resistencia al deslizamiento (especialmente a altas velocidades de circulación). A la *microtextura* está más vinculada la fricción y la adherencia entre el neumático y el pavimento y a la *megatextura* la formación de baches y de pequeñas ondulaciones del firme.

La *macrotextura* se determina mediante el ensayo del círculo de arena, definido en la norma NLT-335 (CEDEX, 1992-2000), un ensayo de tipo puntual en el que se obtiene la medida de la rugosidad (*macrotextura*) del pavimento mediante la extensión sobre la superficie del pavimento de un determinado volumen de arena (previamente calibrada) en forma de círculo. El cociente entre la superficie del círculo y el volumen de arena da la *textura* medida como la profundidad media o espesor de la arena. Existen también métodos modernos como los texturómetros láser que permiten la adquisición de datos de forma continua.

Para completar el estudio del daño a largo plazo producido por la extensión de fundentes, en la presente Tesis Doctoral se ha decidido evaluar la *textura* de la capa de rodadura de la MBC, para ver si existen correlaciones entre el estado de dicha *textura* y la capacidad estructural del firme.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

En primer lugar se decidió evaluar el daño producido por la extensión de fundentes sobre las MBC, para lo que se realizaron ensayos tanto de tipo estático como dinámico sobre una MBC. Posteriormente, debido a los resultados obtenidos, se decidió evaluar la contribución de cada uno de los agentes externos al daño producido por la extensión de fundentes, así como la influencia del tipo de betún y del tipo de MBC utilizada como rodadura del firme.

Para la realización de ambos estudios se programaron diversos ensayos, utilizándose probetas fabricadas en laboratorio y testigos extraídos del pavimento. Finalmente se evaluó el comportamiento a largo plazo del material en carretera, para lo que se realizaron diversas campañas de medida de deflexiones, así como la inspección visual del firme en la zona de carretera estudiada.

2.1. Daño producido por la extensión de fundentes

Con el propósito de estudiar el daño producido por la extensión de fundentes se llevó a cabo la evaluación experimental del comportamiento del firme frente a la aplicación de sales y salmueras de deshielo, para lo cual se sumergió el material en una solución salina antes de la realización de los ensayos.

La solución salina se obtuvo directamente de la fábrica de salmuera (Fig. 5.1) utilizada para los tratamientos de vialidad invernal. Esta solución está compuesta por un 75% en peso de H_2O y un 25% de NaCl, porcentajes utilizados por los medios de mantenimiento de carreteras y que están próximos (por encima) a la composición eutéctica del diagrama de fases H_2O -NaCl.



Fig. 5.1. Planta de fabricación de salmuera.

La utilización por parte de los medios de conservación de carreteras de un porcentaje ligeramente mayor de NaCl a la composición eutéctica (23.1% NaCl) se justifica por la posibilidad de eventuales aportes de agua procedentes del hielo y de la nieve, que pueden hacer descender la concentración de NaCl en la salmuera, lo que favorecería la formación de hielo (Fig. 5.2).

Los ensayos se realizaron sobre una serie de probetas fabricadas en laboratorio de acuerdo con el procedimiento indicado en la norma NLT-161 (CEDEX, 1992-2000), así como sobre testigos que fueron extraídos por medio de corte con una sonda rotativa del firme recién colocado en

obra. Las probetas realizadas en laboratorio tenían un diámetro de 101.6 mm y una altura de 101.6 mm mientras que los testigos presentaban un diámetro aproximado de 100 mm y una altura variable, ya que contaban con la que poseía la capa puesta en obra (que oscilaba, en este caso, entre 50 y 65 mm).

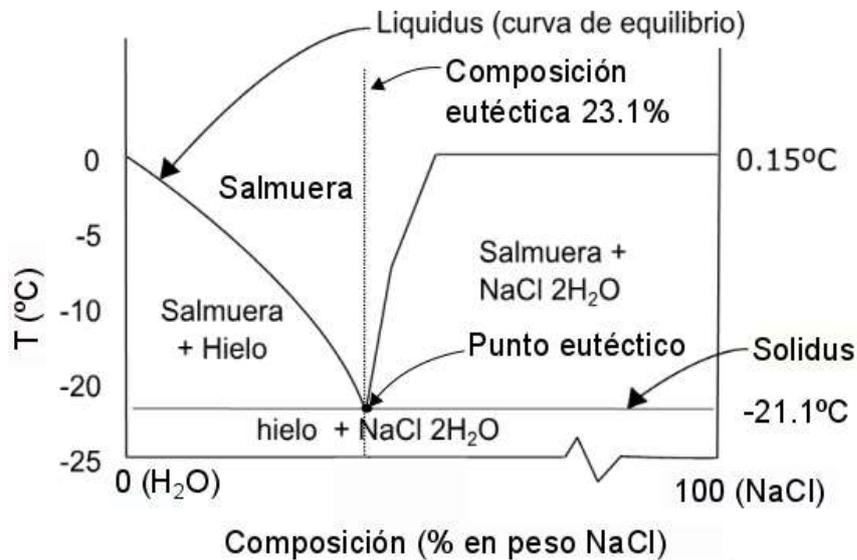


Fig. 5.2. Diagrama de fases H₂O-NaCl.

2.1.1. Comportamiento estático

La caracterización del comportamiento estático del material se realizó mediante la ejecución de ensayos normalizados de inmersión-compresión, siguiendo la metodología definida por la norma del laboratorio de transportes NLT-162 (CEDEX, 1992-2000), que mide el efecto del agua sobre la cohesión de las MBC (compactadas) mediante la evaluación de la resistencia a compresión simple de las mismas (RCS), de acuerdo a la norma NLT-161 (CEDEX, 1992-2000). El estudio se completó con la determinación de la densidad relativa aparente de la MBC mediante la norma NLT-168 (CEDEX, 1992-2000).

(i) Material ensayado

Los materiales ensayados fueron probetas de MBC tipo AC16 surf B50/70, hormigón bituminoso fabricado en 2010 y en 2011 con ligante hidrocarbonado tipo betún convencional de penetración 50/70.

(ii) *Procedimiento de ensayo*

Se dividieron los testigos en tres series de cuatro testigos cada una. Los testigos de la primera serie se sumergieron en primer lugar a una temperatura de $25 \pm 1^\circ\text{C}$ durante más de 24 h. Posteriormente las probetas se sumergieron en un baño de agua regulada a $25 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 2 h, para a continuación proceder a la determinación de su *RCS* de acuerdo con la norma NLT-161 (CEDEX, 1992-2000).

Los testigos de la segunda serie se sumergieron en un baño de agua regulada a $60 \pm 1^\circ\text{C}$ durante 24 h (Fig. 5.3). A continuación se sacaron del baño y se mantuvieron a temperatura ambiente durante 2 h, procediendo a sumergirlas en un baño de agua regulada a $25 \pm 1^\circ\text{C}$ durante otras 2h para finalmente proceder a la determinación de su resistencia a compresión simple de acuerdo con la norma NLT-161 (CEDEX, 1992-2000).



Fig. 5.3. Testigos sumergidos en baño de agua regulada.

Por último, para ensayar los testigos de la tercera serie se procedió exactamente igual que para las de la segunda serie, solo que sustituyendo el baño de agua por un baño en solución salina.

2.1.2. *Comportamiento dinámico*

Para la determinación del comportamiento dinámico se optó por utilizar la medida de módulos dinámicos de materiales para carreteras, definido en la norma NLT-349 (CEDEX, 1992-2000).

El objetivo de este ensayo fue evaluar la evolución a lo largo del tiempo del módulo dinámico de diferentes testigos y probetas sumergidas tanto en agua como en solución salina.

(i) *Material ensayado*

Los materiales ensayados fueron tanto testigos como probetas de MBC tipo AC16 surf B50/70, hormigón bituminoso fabricado en 2010 y 2011 con ligante hidrocarbonado tipo betún convencional de penetración 50/70.

(ii) *Procedimiento de ensayo*

Las probetas se sometieron a ciclos de carga en compresión (en una máquina de ensayos servohidráulica) con una forma de onda sinusoidal y utilizando distintas frecuencias (0.1, 1.0, 2.5 y 5.0 Hz) a temperatura ambiente (23°C).

Las deformaciones que experimenta el material se midieron con un extensómetro de base de medida 25 mm, fijado a la generatriz de la probeta y situado en su centro. Para cada probeta se repitió el ensayo al menos 4 veces, de forma que se fue variando la localización de la generatriz donde se apoya el extensómetro en 90°.

La carga aplicada en todos los ensayos estuvo comprendida entre un máximo de 5 kN y un mínimo de 0.2 kN (no se llegó a aplicar 0 kN para que no se produjese separación entre la probeta y los platos de compresión). Previo a la toma de datos se efectuaron 100 ciclos de precarga a 0.1 Hz para el asentamiento del material. A continuación se realizaron 100 ciclos de carga para cada una de las frecuencias de estudio, registrándose la carga y la deformación con objeto de medir el módulo dinámico.

2.2. Daño producido por el agua y la temperatura

2.2.1. Comportamiento estático

Para el estudio del daño producido por las variaciones de humedad y de temperatura se optó por realizar diferentes tipos de ensayos normalizados, tanto con las antiguas normas NLT como con las actuales normas europeas UNE-EN:

- *Resistencia a la deformación plástica de mezclas bituminosas empleando el aparato Marshall* según NLT-159 (CEDEX, 1992-2000).
- *Resistencia a compresión simple de mezclas bituminosas* según NLT-161 (CEDEX, 1992-2000).
- *Efecto del agua sobre la cohesión de las mezclas bituminosas compactadas (ensayo de inmersión-compresión)* según NLT-162 (CEDEX, 1992-2000).
- *Determinación de la sensibilidad al agua de las probetas de mezcla bituminosa* según UNE-EN 12697-12 (AENOR, 2011).
- *Determinación de la resistencia a tracción indirecta de probetas bituminosas* según UNE-EN 12697-23 (AENOR, 2011).

(i) *Material ensayado*

Las mezclas estudiadas fueron tanto de tipo hormigones bituminosos, definidos en el artículo 542 del PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008) y recientemente actualizado por Orden FOM/2523/2014 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b), como MBC para capas delgadas de granulometría discontinua, definidas en el artículo 543 del PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008), siendo los betunes utilizados para la fabricación de las MBC tanto convencionales como modificados. Las MBC ensayadas fueron las siguientes:

- AC16 surf B50/70 (denominación anterior S12), hormigón bituminoso fabricado en 2010 y 2011 con ligante hidrocarbonado tipo betún convencional de penetración 50/70.
- BBTM11A B50/70 (denominación anterior F10), mezcla bituminosa para capas delgadas de granulometría discontinua fabricada en 2010 y 2011 con ligante hidrocarbonado tipo betún convencional de penetración 50/70.
- BBTM11A BM3b (denominación anterior F10), mezcla bituminosa para capas delgadas de granulometría discontinua fabricada en 2010 y 2011 con ligante hidrocarbonado tipo betún modificado con polímeros tipo BM3b.

Los ensayos Marshall, los de compresión simple y los de inmersión-compresión, se realizaron sobre una serie de probetas cilíndricas fabricadas en laboratorio, de acuerdo con los procedimientos y medidas indicados en las normas NLT-159 y NLT-161 (CEDEX, 1992-2000). Las dimensiones de las probetas fueron de 101.6 mm de diámetro y 63.5 mm de altura para los

ensayos en la prensa Marshall, y de 101.6 mm (tanto de diámetro como de altura, de acuerdo con la norma) para los ensayos de compresión simple e inmersión-compresión.

Para los ensayos europeos normalizados UNE-EN, de determinación de la resistencia a tracción indirecta y de la sensibilidad al agua, se fabricaron probetas cilíndricas siguiendo los procedimientos y medidas indicados en la norma UNE-EN 12697 (AENOR, 2011). De entre los procedimientos que autoriza esta norma se utilizó el método de compactación por impacto con 50 golpes por cara, obteniéndose unas dimensiones de probeta de 67.0 mm de diámetro y 101.4 mm de longitud.

(ii) *Procedimiento de ensayo*

Para estudiar la influencia de la temperatura, siguiendo la metodología del ensayo Marshall, se utilizaron probetas sumergidas previamente en agua a diferentes temperaturas. Con objeto de evaluar la acción de la humedad. (en los ensayos tipo Marshall, compresión simple y tracción indirecta), se sumergieron las probetas durante los periodos de tiempo establecidos en cada una de las normas en un baño termorregulado, procediéndose a continuación a estabilizar todas las probetas a las temperaturas de rotura normalizadas. Para analizar la influencia de la aplicación de sales para deshielo se introdujo el material en un baño de solución salina termorregulado.

(a) *Ensayos NLT*

Los efectos producidos por la temperatura se analizaron de forma combinada con la humedad. Así, se realizaron tres series de ensayos Marshall (Fig. 5.4) sobre la MBC tipo BBTM11A B50/70 descrita anteriormente, según lo especificado en la norma NLT-159 (CEDEX, 1992-2000), variándose en cada serie la temperatura del baño termorregulado de la probeta a ensayar (-10, 3, 20, y 60°C).

La rotura se realizó según lo marcado en la normativa, de forma que después de cumplir los preceptivos 50 ± 10 min de baño termorregulado se procedió al ensayo de las mismas en la prensa Marshall, no transcurriendo más de 30 s desde que se sacaron del baño hasta la rotura. De igual modo, para valorar el efecto de la humedad, se realizaron tres series de ensayos, tanto sobre probetas en seco como en salmuera, a las mismas temperaturas (-10, 3, 20, y 60°C).

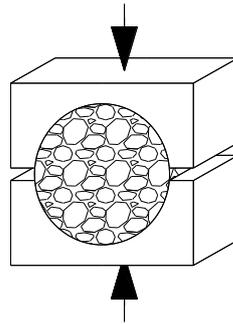


Fig. 5.4. Esquema de ensayo Marshall.

Dada la importante influencia de la acción del agua y de la salmuera sobre la MBC, el estudio se completó sobre el mismo tipo de MBC (BBTM11A B50/70) con ensayos de compresión simple (Fig. 5.5), definidos en la norma NLT-161 (CEDEX, 1992-2000), donde se compararon los resultados de tres series de probetas a 20°C de temperatura, en seco y sumergidas durante 24 h, tanto en agua como en salmuera.

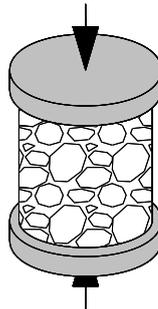


Fig. 5.5. Esquema del ensayo de compresión simple.

(b) *Ensayos UNE-EN*

Para la evaluación del comportamiento de los diferentes tipos de MBC (AC16 surf B50/70, BBTM11A B50/70 y BBTM11A BM3b) se empleó el ensayo de tracción indirecta (Fig. 5.6) con el procedimiento marcado en la norma UNE-EN 12697-12 (AENOR, 2011). De los diversos parámetros que se pueden obtener con el ensayo, se escogió la resistencia máxima a tracción indirecta o *indirect tensile strength (ITS)*, ya que es el más indicado para apreciar los cambios de comportamiento del material al variar las condiciones de contorno de humedad y salinidad.

Para cada tipo de MBC se fabricaron nueve probetas que se dividieron en tres series de tres probetas cada una. La primera serie se ensayó en seco y las otras dos series se ensayaron tras realizar un acondicionamiento previo en un baño (de agua en la segunda serie y de salmuera en la tercera) durante un periodo de 72 h a 20°C.

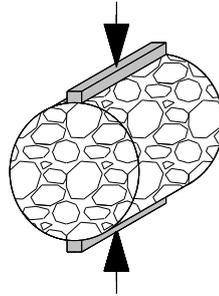


Fig. 5.6. Esquema de ensayo de tracción indirecta.

(c) *Ensayos NLT vs. ensayos UNE-EN*

Se analizó la correlación existente entre los ensayos NLT, utilizados hasta hace poco tiempo y bajo cuyas normas se han diseñado y controlado la mayoría de los pavimentos en España, con los nuevos ensayos armonizados UNE-EN (que entraron en vigor en 2008), aplicables en la construcción de las nuevas y futuras infraestructuras viarias. Para ello, se compararon los resultados obtenidos con los dos tipos de ensayos que determinan el efecto del agua sobre una MBC: el ensayo NLT-162 (CEDEX, 1992-2000) de inmersión-compresión y el ensayo UNE-EN 12697-12 (AENOR, 2011) para la determinación de la sensibilidad al agua, realizándose ambos sobre el mismo tipo de MBC (fabricada además el mismo día).

2.2.2. *Comportamiento dinámico*

Para completar el estudio del comportamiento mecánico de la MBC se determinó la rigidez en probetas siguiendo el procedimiento descrito en la Norma UNE-EN 12697-26 en su anexo C: (AENOR, 2011) que es uno de los ensayos que mejor reproduce las condiciones de trabajo reales en pavimentos sometidos a las cargas del tráfico (Fig. 5.7).



(a) Preparación

(b) Ejecución

Fig. 5.7. Ensayo de tracción indirecta.

El ensayo utilizado es de tipo dinámico: tracción indirecta con aplicación de una carga sinusoidal de medio seno, de forma que el actuador de carga aplica impulsos repetidos que se alternan con periodos de descanso (Fig. 5.8).



Fig. 5.8. Ciclos de carga.

(i) *Material ensayado*

Las mezclas estudiadas fueron MBC para capas delgadas de granulometría discontinua bituminosa fabricadas con ligante hidrocarbonado tipo betún convencional de penetración 50/70 (BBTM11A B50/70), definidas en el artículo 543 del PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008), recientemente actualizado por Orden FOM/2523/2014 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b).

Se fabricaron diferentes series de tres probetas cilíndricas cada una, siguiendo los procedimientos y medidas indicados en la norma UNE-EN 12697-30 (AENOR, 2011), utilizándose para su fabricación (de entre los procedimientos que autoriza esta norma) el método de compactación por impacto con 50 golpes por cara, obteniéndose unas dimensiones de probeta de 67 mm de diámetro y de 101.4 mm de longitud.

(ii) *Procedimiento de ensayo*

Al igual que en los ensayos de tipo estático, se utilizaron diferentes series de probetas que se sometieron a distintos procesos de acondicionamiento.

La primera serie de probetas se mantuvo al aire y se tomó como referencia, sometiendo al resto a procesos de inmersión en agua y salmuera, como se indica en la Tabla 5.1, determinando posteriormente su rigidez.

Tabla 5.1. Tratamientos realizados a las series de probetas, sometidas a ensayos dinámicos. (BBTM11A B50/70).

Referencia	Condiciones	Descripción
Serie 1	Aire	Las probetas se mantuvieron a una temperatura de 3°C hasta su ensayo. Esta serie es la de referencia.
Serie 2	Inmersión en agua	Las probetas se sumergieron en agua a una temperatura de 3°C durante 6 días.
Serie 3	Inmersión en salmuera	Las probetas se sumergieron en salmuera a una temperatura de 3°C durante 6 días.
Serie 4	Inmersión en agua, 6 ciclos	Se realizaron 6 ciclos inmersión agua-aire con una duración de 12 h de inmersión en agua y 12 h en aire, a una temperatura de 3°C.
Serie 5	Inmersión en salmuera, 6 ciclos	Se realizaron 6 ciclos inmersión agua-aire con una duración de 12 h de inmersión en salmuera y 12 h en aire, a una temperatura de 3°C.
Serie 6	Inmersión en agua, 12 ciclos	Se realizaron 12 ciclos inmersión agua-aire con una duración de 12 h de inmersión en agua y 12 h en aire, a una temperatura de 3°C.
Serie 7	Inmersión en salmuera, 12 ciclos	Se realizaron 12 ciclos inmersión agua-aire con una duración de 12 h de inmersión en salmuera y 12 h en aire, a una temperatura de 3°C.

Las probetas a ensayar se colocaron en un entorno a temperatura controlada (Fig. 5.9). Las temperaturas de ensayo recomendadas en la norma UNE-EN 12697-26, anexo C (AENOR, 2011) son +2°C, +10°C y +20°C. Se utilizó la temperatura más baja que permite la norma, +2°C, ya que es la que más se asemeja a las condiciones de trabajo reales de una MBC cuando se somete a tratamientos con sal o salmuera.

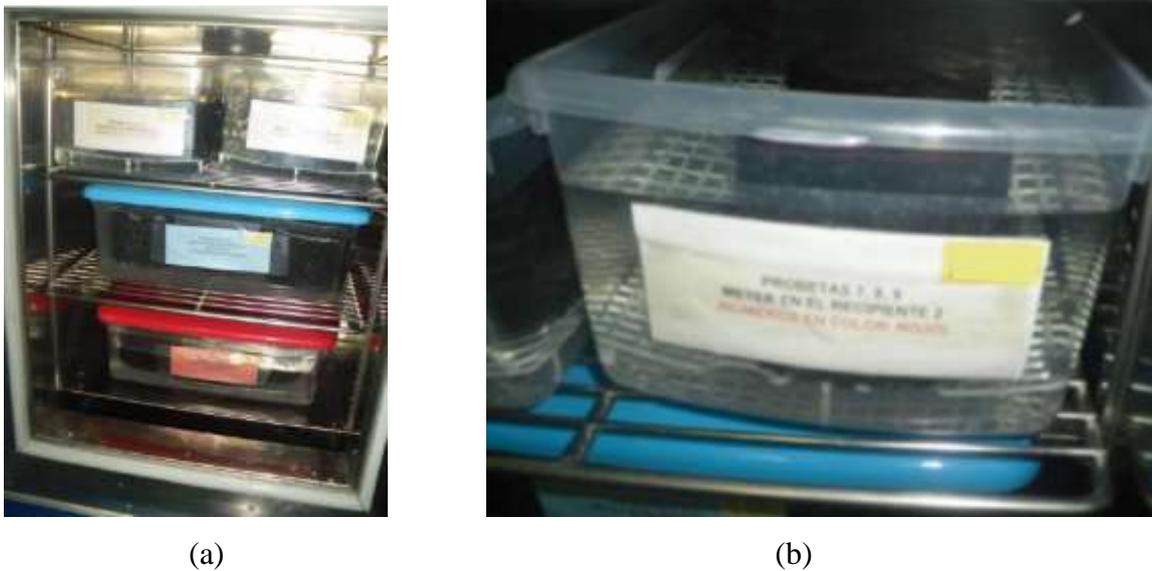


Fig. 5.9. Probetas sometidas a diferentes tratamientos (BBTM11A B50/70).

- (a) Tratamientos de inmersión en diferentes series de probetas.
(b) Detalle del tratamiento de una serie de tres probetas.

El valor de la carga máxima utilizada se ajustó para alcanzar una deformación horizontal transitoria máxima de referencia del 0.005% del diámetro de la probeta. El tiempo de subida (tiempo necesario para que la carga aplicada aumente de cero hasta el valor máximo) fue de 124 ms. Por último, el periodo de repetición de impulsos o tiempo transcurrido desde el inicio de una aplicación de carga hasta el inicio de la siguiente, fue de 3 s.

En el ensayo se aplicaron al menos 10 impulsos de acondicionamiento previo, para permitir que el equipo se ajustara a la magnitud de la carga y su duración. A continuación se realizaron 5 impulsos de carga adicionales y para cada uno de ellos se registró la carga aplicada y la deformación diametral horizontal de la probeta con el tiempo para determinar la rigidez. Una vez ensayadas las probetas se documentó fotográficamente el estado final de las mismas (Fig. 5.10).



Fig. 5.10. Muestra de las series de algunas probetas ensayadas. De izquierda a derecha: probetas de referencia, en agua, en agua-ciclos, en salmuera y en salmuera-ciclos.

2.3. Determinación del daño del material a largo plazo

Para la evaluación a largo plazo del comportamiento de las MBC se estimó necesario estudiar un de carretera de montaña, dadas las especiales características que presenta tanto desde el punto de vista climatológico, como desde el punto de vista de su mantenimiento.

Se realizó a lo largo de 6 años un estudio pormenorizado de la evolución de la capacidad estructural de una zona de carretera situado por encima de la cota 1000. Esta zona estaba sometida a un elevado tráfico y a unas condiciones de mantenimiento muy exigentes, dados los continuos tratamientos con sales de deshielo y salmuera que recibía con el propósito de conservar la carretera abierta en todo momento, evitando la presencia de placas de hielo y así mantener la seguridad de la circulación vial. Los trabajos consistieron básicamente en la toma sistemática de datos de las deflexiones inducidas en el firme, la realización de una inspección visual, y el análisis de la evolución de las MBC constituyentes.

2.3.1. Evolución de la capacidad estructural del firme

(i) Material ensayado

Los materiales ensayados fueron pavimentos constituidos en su capa de rodadura por MBC tipo AC16 surf PMB 45/80-60 S, hormigón bituminoso fabricado entre 2005 y 2006 con ligante hidrocarbonado modificado tipo PMB 45/80-60 S (denominación anterior BM-3b). La proporción de betún modificado PMB 45/80-60 S utilizado según la fórmula de trabajo fue del 5.4% en peso sobre MBC. La zona de firme escogida para su estudio fue la comprendida entre los PKs 103+500 y 106+500 del carril derecho de la calzada derecha de la A-52, firme semirrígido con tráfico tipo T1.

(ii) Procedimiento de ensayo

Para los estudios realizados en la presente Tesis se utilizó el sistema de medida del curviámetro (Fig. 5.11). El equipo de medida se monta sobre un camión de 2 ejes, distanciados 5 m, estando el eje gemelo trasero lastrado con una carga de 128 kN (13 t). Dicho eje consta de 2 ruedas gemelas separadas entre sí un mínimo de 12 cm. Cada neumático debe tener una presión de inflado entre 0.7 y 0.9 N/mm².



Fig. 5.11. Toma de datos de las deflexiones mediante curviámetro.

La medición de las deflexiones se realizó en el carril derecho de la autovía, sobre la banda de rodada del tráfico, siendo 1.00 el factor de corrección en todos los equipos utilizados en las cuatro campañas de medida de deflexiones (Tabla 5.2).

Tabla 5.2. Campañas y equipos utilizados.

Campaña	Fecha medición	Equipo
2009	22/04/2009	6292FZT
2011	05/05/2011	4026 BSG
2012	31/05/2012	6292FZT
2014	02/06/2014	7022GSW

Las medidas se toman a una velocidad de 18 km/h por medio de un conjunto de sensores, montados sobre una cadena en forma de oruga de 15 m de longitud colocada entre las ruedas gemelas derechas traseras del camión, y que descansa sobre el pavimento. Los sensores instalados son tres, colocados a una distancia entre sí de 5 m, lo que permite la toma de datos continua cada 5 m mediante el giro sincronizado de la cadena con el avance del camión, garantizando en todo momento una longitud de cadena en contacto con el pavimento de aproximadamente 6 m.

Los sensores utilizados son tipo geófono, es decir, transductores de desplazamiento que convierten el movimiento del firme en una señal eléctrica, proporcionando, por medio de un solenoide que se encuentra instalado solidariamente a la base del geófono, una tensión que es proporcional al movimiento relativo entre la base del geófono y una masa que se encuentra conectada a la base del geófono mediante un muelle y un amortiguador.

Se registra además en cada punto (de forma automática) la temperatura ambiente (sonda) y la del pavimento (termómetro de infrarrojos) con una precisión de $\pm 1^\circ\text{C}$.

2.3.2. Evolución de la MBC

(i) Material ensayado

Para la realización del ensayo se contó con testigos de MBC tipo AC16 surf PMB 45/80-60 S, hormigón bituminoso fabricado entre 2005 y 2006 con ligante hidrocarbonado modificado tipo PMB 45/80-60 que se sometieron a diferentes condiciones externas.

(ii) *Procedimiento de ensayo*

El problema de la determinación a largo plazo del daño sufrido por las MBC, tanto por la presencia de agua como de solución salina, es complejo. Al alterarse la geometría de las probetas o testigos con el paso del tiempo, por la aparición de grandes fisuras, hinchamiento y disgregación del material, se hace prácticamente inviable la realización de ensayos mecánicos para la adquisición de parámetros con los que se pueda evaluar dicho daño, por lo que se optó por utilizar para la caracterización un análisis de tipo fotográfico a lo largo del tiempo, documentando todas las variaciones dimensionales apreciadas en el material, tanto en carretera, como en las probetas y los testigos sometidos a diferentes condiciones.

Así, se analizó la evolución (con el tiempo) de la geometría y el aspecto de diversos testigos tanto secos como sumergidos en agua y en solución salina, sometidos a bajas temperaturas (4°C), propias de periodos invernales. Paralelamente se examinaron también diversos testigos en las mismas condiciones, secos, sumergidos en agua y sumergidos en salmuera (Fig. 5.12) a temperaturas más cálidas (23°C), propias del periodo estival en el puerto de montaña donde se encuentran.



Fig. 5.12. Control diario de la concentración de NaCl en la solución salina.

2.3.3. Evolución de la superficie de rodadura

(i) Material ensayado

Los materiales ensayados fueron los mismos que en los ensayos en la determinación de la capacidad estructural del firme: pavimentos constituidos en su capa de rodadura por MBC tipo AC16 surf PMB 45/80-60 S, hormigón bituminoso fabricado entre 2005 y 2006 con ligante hidrocarbonado modificado tipo PMB 45/80-60 S (denominación anterior BM-3b). La proporción de betún modificado PMB 45/80-60 S utilizado según la fórmula de trabajo fue del 5.4% en peso sobre MBC. La zona de firme escogida para su estudio fue la comprendida entre los PKs 103+500 y 106+500 del carril derecho de la calzada derecha de la A-52, firme semirrígido con tráfico tipo T1.

(ii) Procedimiento de ensayo

La resistencia al deslizamiento, determinada a través del coeficiente de rozamiento transversal *CRT*, se realizó de acuerdo a lo indicado en la norma NLT-336 (CEDEX, 1992-2000) y la norma sobre características superficiales de carreteras y aeropuertos. *Procedimiento para determinar la resistencia al deslizamiento de la superficie de un pavimento a través de la medición del coeficiente de rozamiento transversal (CRT): SCRIM*, UNE 41201 IN (AENOR, 2011). Con esta última se mide, mediante un equipo llamado *Sideway Coefficient Routine Investigation Machine* o SCRIM, el *CRT* producido al arrastrar una rueda (con movimiento de rotación libre) sobre una superficie mojada, de modo que el plano de giro de la rueda forme un ángulo de 20° respecto a la dirección de la marcha del vehículo, siendo el *CRT* la relación entre la fuerza desarrollada normal al plano de la rueda de ensayo o fuerza tangencial medida y la carga aplicada a la rueda de ensayo. Se realizaron 3 campañas de mediciones (2012, 2013 y 2014).

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

3.1. Daño producido por la extensión de fundentes

3.1.1. Comportamiento estático de la MBC

Se determinó la densidad relativa aparente (d_{RA}) de la MBC de acuerdo con lo establecido en la norma NLT-168 y la *RCS* según la norma NLT-161 (CEDEX, 1992-2000). Los valores

obtenidos en los ensayos se indican en la Tabla 5.3, junto a los promedios para cada serie de probetas analizadas (Fig. 5.13).

Tabla 5.3. Determinación d_{RA} y RCS (AC16 surf B50/70).

Ensayo	d_{RA} (g/cm ³)	RCS (MPa)
Serie 1: Sumergidas en agua 2 h		
1-1	2.25	4.23
1-2	2.25	4.53
1-3	2.26	4.17
1-4	2.26	4.20
Promedio	2.25	4.28
Serie 2: Sumergidas en agua 24 h		
2-1	2.27	3.85
2-2	2.27	3.73
2-3	2.27	3.91
2-4	2.27	3.88
Promedio	2.27	3.84
Serie 3: Sumergidas en solución salina 24 h		
3-1	2.25	3.16
3-2	2.25	3.11
3-3	2.26	3.00
3-4	2.25	2.93
Promedio	2.25	3.05

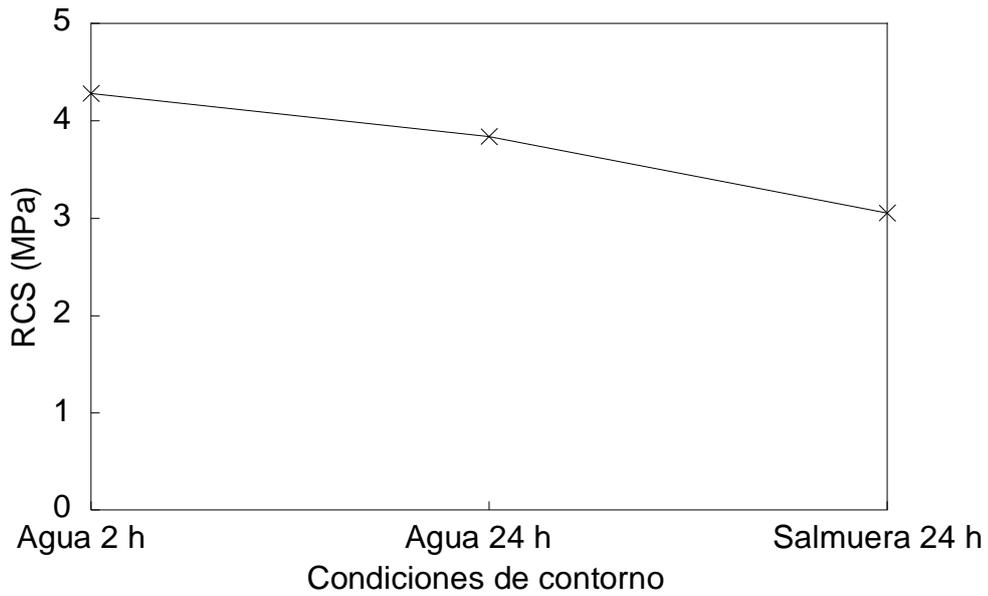


Fig. 5.13. Resistencia a compresión simple vs. condiciones de contorno (AC16 surf B50/70).

3.1.2. Comportamiento dinámico de la MBC

El parámetro que se consideró más representativo para evaluar el comportamiento dinámico del material fue el módulo dinámico (E^*), que representa la relación que existe entre la amplitud cíclica de la tensión (σ_c) aplicada a un material viscoelástico lineal y la amplitud cíclica de la función deformación (ϵ_c) que experimenta.

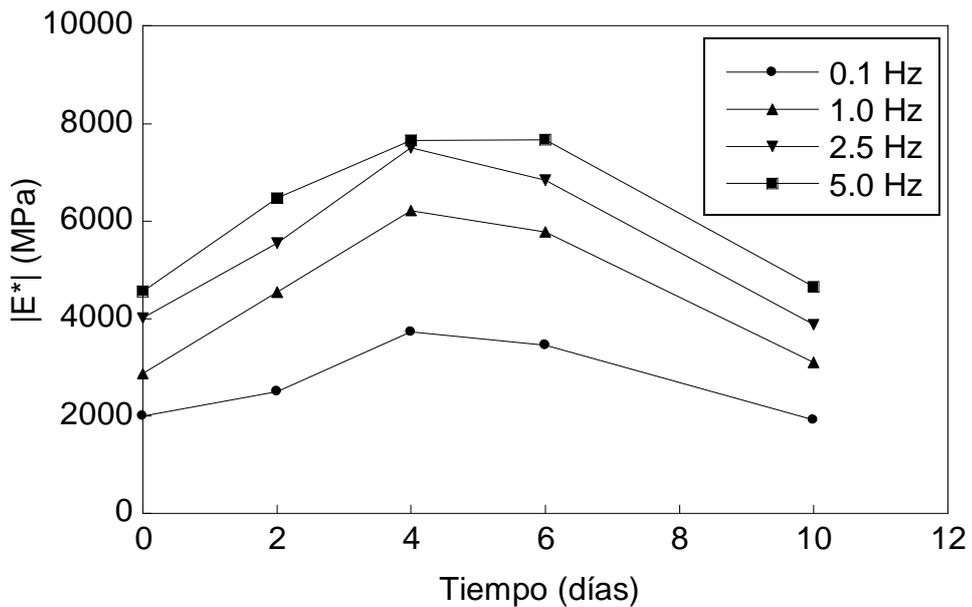


Fig. 5.14. Módulo dinámico vs. tiempo de inmersión de la probeta en agua, (AC16 surf B50/70).

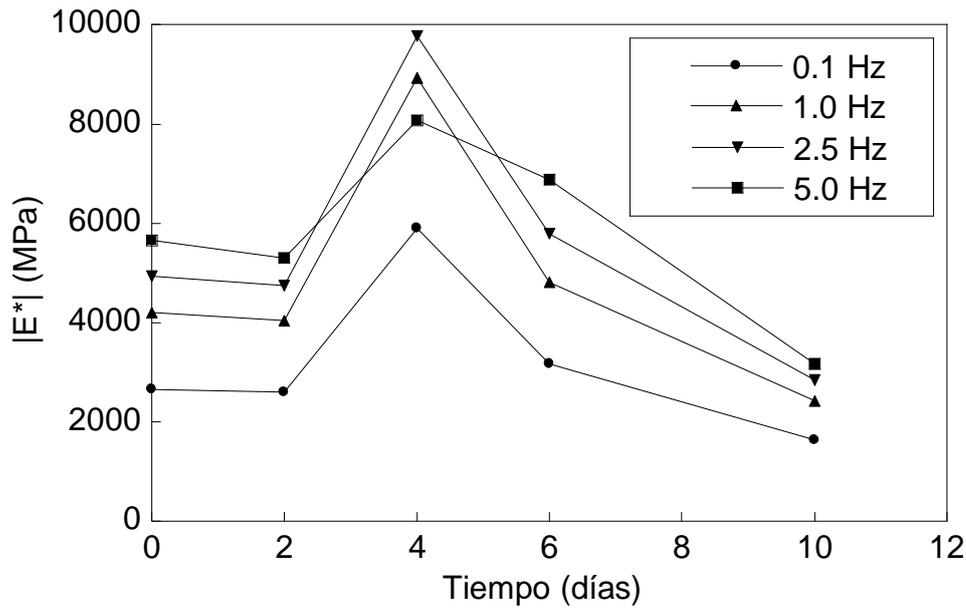


Fig. 5.15. Módulo dinámico vs. tiempo de inmersión de la probeta en solución salina, (AC16 surf B50/70).

De esta forma se calcularon, con los datos registrados durante los ensayos, los módulos dinámicos para las probetas a las diferentes frecuencias estudiadas. En las Figs. 5.14 y 5.15 se muestra el módulo dinámico frente al tiempo para las probetas sumergidas en agua y en solución salina respectivamente.

3.2. Daño producido por el agua y la temperatura

3.2.1. Comportamiento estático de la MBC

(a) Ensayos NLT

Mediante los ensayos Marshall, NLT-159 (CEDEX, 1992-2000), se obtienen la carga máxima necesaria para la rotura (llamada estabilidad Marshall) y el acortamiento que experimenta el diámetro de la probeta en el instante de su rotura (deformación Marshall). La Fig. 5.16 muestra una prensa Marshall empleada para estos ensayos.



Fig. 5.16. Prensa Marshall

En las Figs. 5.17 y 5.18 se muestra la evolución con la temperatura de la estabilidad Marshall y de la deformación Marshall (respectivamente) para las MBC. Ambos parámetros decrecen con ella, pero mientras el mayor descenso en la estabilidad Marshall ocurre cuando la temperatura varía entre 3 y 20° C, es en este mismo intervalo de temperaturas cuando se registra la menor disminución en la deformación Marshall.

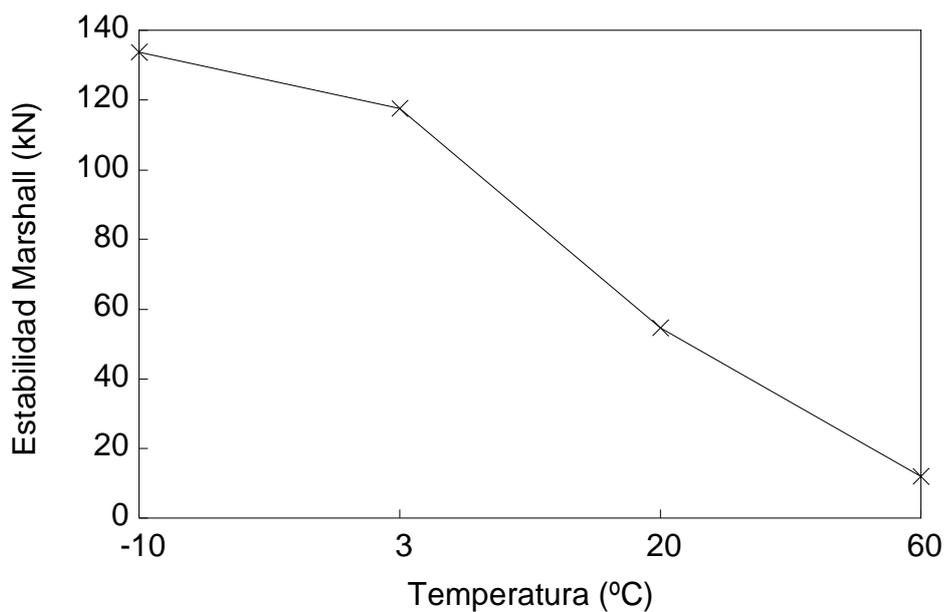


Fig. 5.17. Estabilidad Marshall vs. temperatura (BBTM11A B50/70).

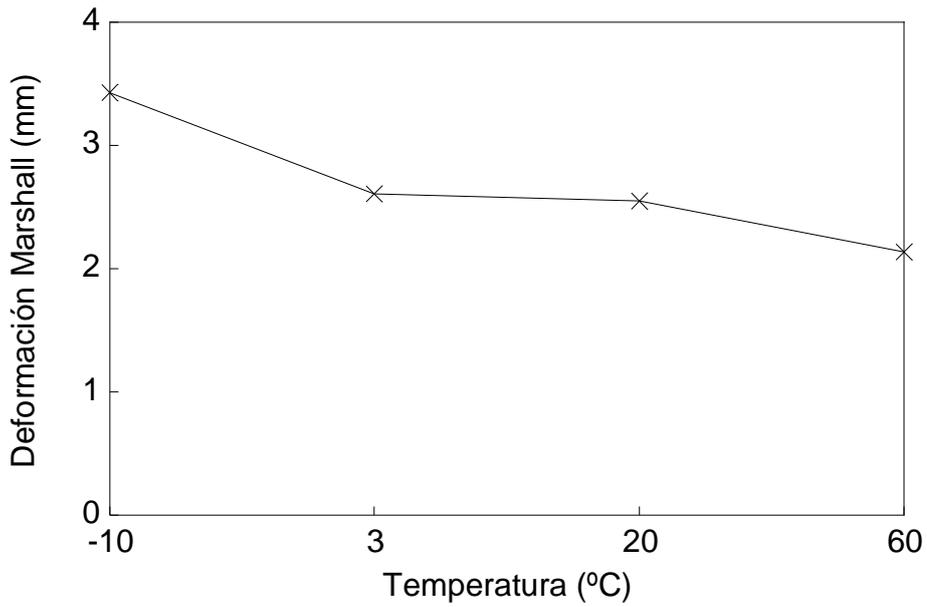


Fig. 5.18. Deformación Marshall vs. temperatura (BBTM11A B50/70).

Las Figs. 5.19 y 5.20 comparan la estabilidad Marshall y la deformación Marshall para las probetas de MBC secas, sumergidas previamente en agua y sumergidas en solución salina. Se puede observar en ellas la disminución de la estabilidad Marshall y de la deformación Marshall tras ser bañadas tanto en agua como en salmuera, respecto a las que estaban en seco.

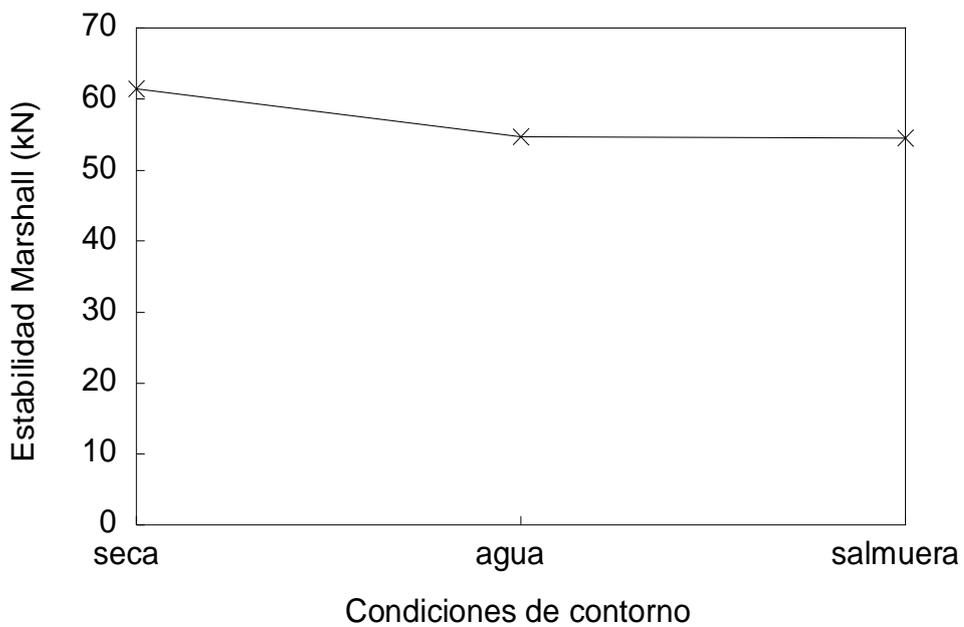


Fig. 5.19. Estabilidad Marshall vs. condiciones de contorno (BBTM11A B50/70).

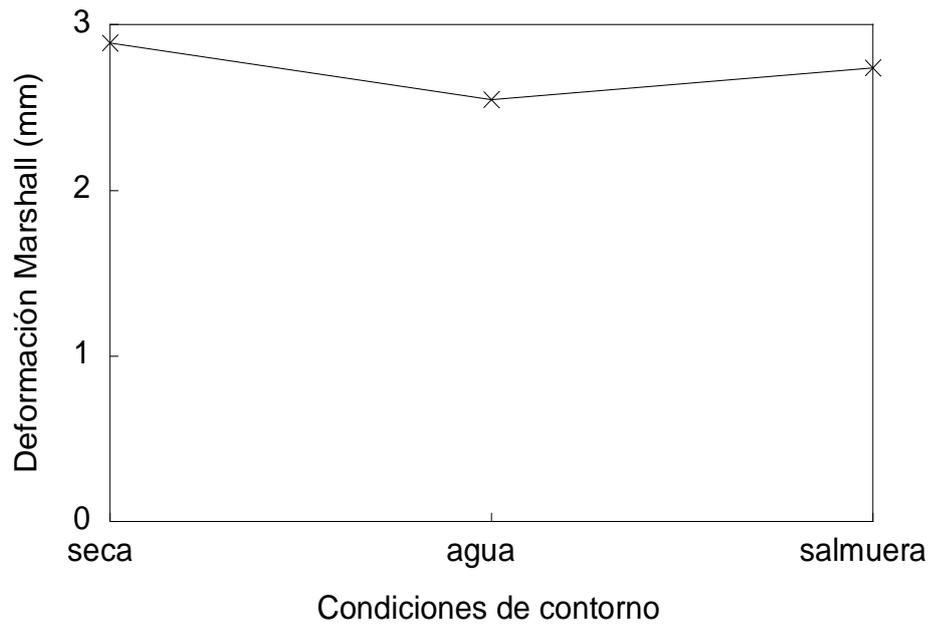


Fig. 5.20. Deformación Marshall vs. condiciones de contorno (BBTM11A B50/70).

En los ensayos de compresión simple, NLT-161 (CEDEX, 1992-2000), se obtuvo la *RCS* de las probetas de MBC sometidas a diferentes condiciones de contorno: secas, sumergidas en agua y sumergidas en salmuera previamente al ensayo (Fig. 5.21). En ellas se observa una disminución de la *RCS* tras ser bañadas tanto en agua como en salmuera, respecto a las probetas que estaban en seco.

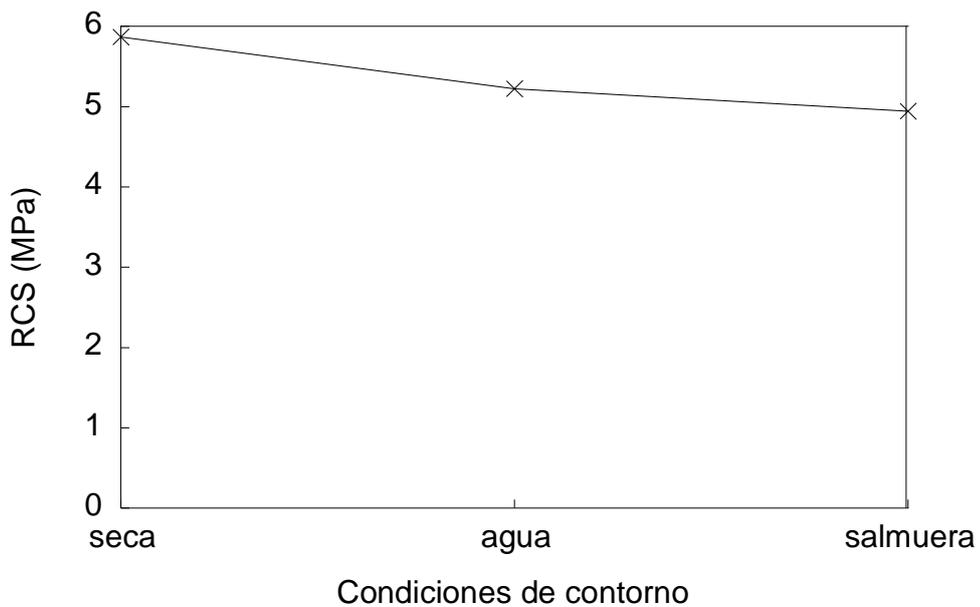


Fig. 5.21. Resistencia a compresión simple vs. condiciones de contorno (BBTM11A B50/70).

(b) Ensayos UNE - EN

En la Fig. 5.22 se observa la disminución de la *ITS* para los diferentes tipos de MBC conforme el medio en el que se encuentran es más agresivo, decreciendo su valor si han estado sumergidos en agua y más aún si es en agua con salmuera.

Se aprecia también una mayor *ITS* para el hormigón bituminoso (AC16 Surf B50/70 S) que para las MBC para capas delgadas (BBTM11A). Comparando éstas entre sí, el aporte extra de *ITS* al que contribuye el betún modificado PM 45/80-60.

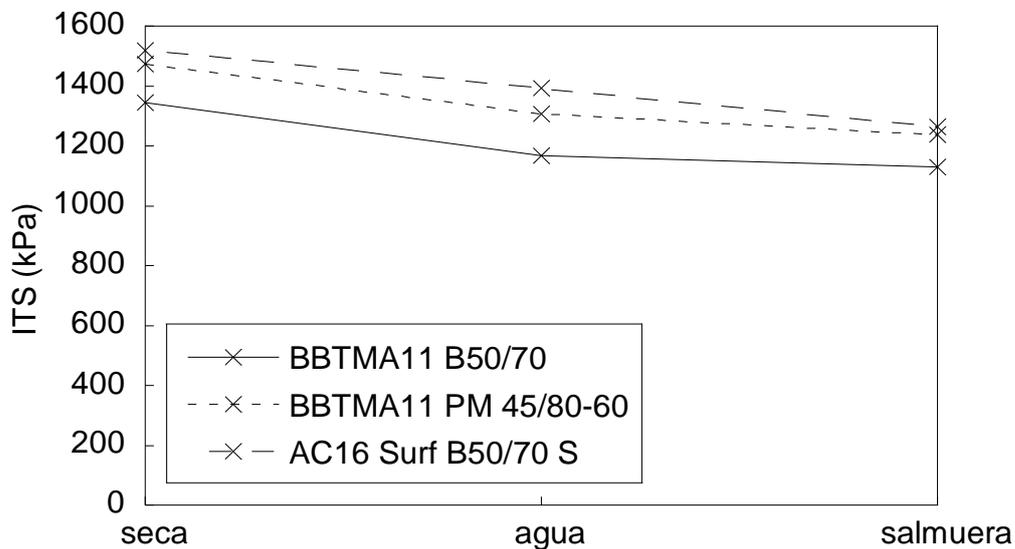


Fig. 5.22. Resistencia a tracción indirecta (*ITS*) vs. condiciones de contorno. (BBTM11A B50/70).

(c) Ensayos NLT vs. ensayos UNE- EN

Con los ensayos de inmersión-compresión, NLT-162 (CEDEX, 1992-2000), se obtiene el índice de resistencia conservada (*IRC*) o susceptibilidad al agua, que es la relación existente entre la resistencia a compresión simple de las probetas no sumergidas antes del ensayo (RCS_d) y la resistencia a compresión simple de las probetas sumergidas (RCS_w) siguiéndose en todo momento las especificaciones de la norma de referencia:

$$IRC(\%) = 100 \frac{RCS_w}{RCS_d} \quad (5.1)$$

De acuerdo a los artículo 542 y 543 del PG-3, en la redacción dada por la Orden FOM/891/04 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), la pérdida de resistencia en el ensayo de inmersión-compresión no debe superar el 25%. Sin embargo, en la redacción incluida en la OC 24/2008 con los citados artículos 542 y 543 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008) se sustituyó este ensayo por el de sensibilidad al agua UNE-EN 12697-12 (AENOR, 2011). Con este ensayo se obtiene la resistencia a tracción indirecta (*indirect tensile strength ratio, ITS_R*) que es la relación entre la resistencia a tracción indirecta de la serie de probetas húmedas (*ITS_w*) y la resistencia a tracción indirecta de la serie de probetas secas (*ITS_d*):

$$ITSR(\%) = 100 \frac{ITS_w}{ITS_d} \quad (5.2)$$

Los valores mínimos de *ITSR* exigidos para capas de rodadura tanto por la actual redacción del PG-3 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b) como en la anterior (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008), son del 85% para hormigones bituminosos (artículo 542), del 90% para mezclas discontinuas y del 85% para mezclas drenantes (artículo 543).

El resultado que se obtuvo experimentalmente para el tipo de MBC analizada (BBTM11A B50/70) en los ensayos NLT-162 (CEDEX, 1992-2000) fue un *IRC* de 91.5%, que cumple con el mínimo exigido (*IRC*>75%) en el artículo 543 del PG-3 2004 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004), el que regulaba las especificaciones para este tipo de ensayos en ese momento.

El resultado para esa misma MBC (BBTM11A B50/70) pero con la norma UNE-EN 12697-12 (AENOR, 2011), dio un *ITSR* de 86.8%, que no cumple con las especificaciones (*ITSR*<90%) del artículo 543 del PG-3 2008 que lo regula (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008), ni con las de su actualización (MINISTERIO DE FOMENTO, 2015b) YA que los criterios de la actual normativa son más restrictivos que los de la anterior.

3.2.2. Comportamiento dinámico de la MBC

De acuerdo con lo especificado en el anexo C: *ensayo de tracción indirecta sobre probetas cilíndricas* de la norma UNE-EN 12697-26 (AENOR, 2011) el módulo de rigidez (S_m), valor absoluto del módulo complejo $|E^*|$, se calculó con la siguiente fórmula:

$$S_m = \frac{F(\nu + 0.27)}{(z \cdot h)} \quad (5.3)$$

donde F es el valor máximo de la carga vertical aplicada, z la amplitud de la deformación horizontal durante el ciclo de carga, h el espesor de la probeta y ν el coeficiente de Poisson (para el cual se toma el valor 0.35, tal y como marca la norma).

El módulo de rigidez se midió en los 5 impulsos de carga (realizados después de los impulsos de acondicionamiento), determinándose a continuación el valor medio. En la Tabla 5.4 se presentan la densidad y el módulo de rigidez para los testigos de MBC sometidos a los distintos tratamientos previos. La densidad fue aproximadamente la misma para todas las probetas.

Tabla 5.4. Resultados de los ensayos dinámicos (BBTM11A B50/70).

Serie	Densidad (kg/m ³)	S_m (MPa)
1	2290	15830
2	2285	13314
3	2297	13381
4	2294	13603
5	2292	13469
6	2294	13075
7	2292	10834

3.3. Determinación del daño del material a largo plazo

3.3.1. Evolución de la capacidad estructural del firme

En lo que se refiere a la adquisición de datos, se hace de forma automatizada almacenando las señales enviadas por los sensores en cada punto de medida. Se registra una señal $S(t)$ que se

genera con el desplazamiento vertical del firme al paso del eje cargado del vehículo, con la que se obtiene la aceleración vertical $\gamma(t)$ (m/s^2) a partir de la expresión:

$$|\gamma(t)| = a \frac{dS(t)}{dt} + bS(t) + c \int S(t)dt \quad (5.4)$$

siendo t el tiempo y a , b y c constantes que se determinan para cada geófono, tanto diariamente al comienzo de cada jornada de trabajo, como cuando se producen variaciones importantes de temperatura o humedad mediante un proceso de calibrado.

Así se calcula la deflexión máxima de cada punto medido y la deflexión elástica recuperada, que es la que interesa para su análisis. El objetivo final de la toma de deflexiones es establecer distintos *tramos de comportamiento homogéneo* en cuanto a su capacidad portante, para de esta forma tomar las decisiones adecuadas en cuanto a la gestión de los mismos.

Las incidencias que se detectan durante la toma de datos se registran para su posterior evaluación: zonas en obras, adelantamientos, pasos inferiores o tramos no medidos por diversas causas (existencia de hormigón, presencia de glorietas, travesías urbanas, problemas de trazado, etc.).

No tiene sentido para la gestión de un firme establecer pequeños tramos o micro-tramos en función de valores individuales de la deflexión elástica recuperada medida, sino establecer tramos homogéneos para poder estudiar su necesidad de rehabilitación de una manera global y ejecutable, con la excepción de los puntos singulares que requieran tratamientos específicos (saneos, drenajes, etc.).

Por todo ello, la longitud mínima de un tramo homogéneo para la toma de datos de deflexiones es de 100 m, aunque en las actuaciones de rehabilitación son recomendables al menos 200 m por cuestiones de operatividad a la hora de realizar y ejecutar proyectos de reparación o refuerzo de firmes.

Para determinar los tramos homogéneos se calcula en primer lugar la media (m) de los distintos valores de deflexión elástica recuperada:

$$m = \sum \frac{d_i}{n} \quad (5.5)$$

y la desviación típica muestral s :

$$s = \left[\sum \frac{(d_i - m)^2}{(n-1)} \right]^{1/2} \quad (5.6)$$

siendo d_i la deflexión elástica recuperada sin corregir y n el número de medidas.

A continuación se calcula el valor de la relación s/m que permite determinar la homogeneidad del tramo, de tal forma que si:

- $s/m < 0.30$, el tramo se considera *uniforme*.
- $30 < s/m < 0.40$, el tramo se considera *acceptable*.
- $s/m > 0.40$, el tramo se considera *no uniforme*.

Cada tramo estudiado de forma independiente se define mediante la deflexión representativa del mismo (que es la que tiene una probabilidad del 97.5% de no ser superada en el intervalo), llamada *deflexión característica* (d_k):

$$d_k = m + 2 \cdot s \quad (5.7)$$

En las Tablas 5.5 y 5.6 se muestran los resultados del estudio para la zona de carretera estudiada, que se encuentra situada entre los PKs 103+500 y 106+500 del carril derecho de la calzada derecha de la autovía A-52.

En esta zona el firme seguía siendo el mismo desde que se comenzó la medida de las deflexiones, es decir, no se habían realizado operaciones de sustitución ni refuerzo. Así, para

los años estudiados presentó una relación s/m aceptable, con valores comprendidos entre 0.29 y 0.35, por lo que se consideró que la zona estudiada contaba con características homogéneas en lo que a capacidad estructural se refiere.

Tabla 5.5. Deflexiones características.

Año	2009	2011	2012	2014
d_k (10^{-2} mm)	27.09	24.02	23.99	31.24
s (10^{-2} mm)	9.29	7.00	8.38	10.31
n	598	594	597	598

Tabla 5.6. Número de deflexiones características.

Año	2009	2011	2012	2014
$0 < d_k < 40$ (10^{-2} mm)	548	581	576	485
	92%	98%	96%	81%
$0 < d_k < 60$ (10^{-2} mm)	595	594	596	593
	99%	100%	100%	99%
$0 < d_k < 100$ (10^{-2} mm)	598	594	597	598
	100%	100%	100%	100%

Las deflexiones varían en función de la temperatura del firme y de la humedad de la explanada. Se denomina *deflexión de referencia* a la que se corresponde con una temperatura del firme de 20°C y máxima humedad de la explanada, que es cuando presenta el firme una menor capacidad portante, por lo que es necesario corregir las deflexiones medidas a otras temperaturas y humedades.

Se define la *deflexión de cálculo* (d_c) como la deflexión característica (d_k) multiplicada por los coeficientes de corrección de humedad de la explanada (c_h) y de la temperatura del firme (c_t):

$$d_c = c_h \cdot c_t \cdot d_k \quad (5.8)$$

En las Tablas 5.7 y 5.8 se muestran las deflexiones de cálculo y su distribución para cada tramo homogéneo.

Tabla 5.7. Deflexiones de cálculo.

Año	2009	2011	2012	2014
d_c (10^{-2} mm)	27.09	22.68	24.85	28.83
s (10^{-2} mm)	9.29	6.64	8.68	10.31
n	598	594	597	598

Tabla 5.8. Distribución de las de deflexiones de cálculo.

Año	2009	2011	2012	2014
$0 < d_c < 40$ (10^{-2} mm)	548	585	574	517
	92%	98%	96%	86%
$0 < d_c < 60$ (10^{-2} mm)	595	594	595	594
	99%	100%	100%	99%
$0 < d_c < 100$ (10^{-2} mm)	598	594	597	598
	100%	100%	100%	100%



Fig. 5.23. Patologías presentadas por la MBC en la carretera objeto de estudio.
Capa de rodadura tipo AC16 surf PMB 45/80-60 S.

Como se puede apreciar en la Fig. 5.23, a lo largo de los años se han registrado en los firmes de la carretera objeto del presente estudio zonas con patologías tales como fatiga, desgaste superficial disgregación, cuarteos, etc., que han hecho necesaria su reposición urgente.

3.3.2. Evolución de la MBC

Por lo que se refiere a la aparición de fisuras, comenzaron a ser apreciables (varios milímetros) en todos los testigos sumergidos en agua y solución salina a partir de las 48 h (Figs. 5.24, 5.25 y 5.26), mientras que en las probetas de laboratorio no se observaron a simple vista durante los días que duraron los ensayos.



Fig. 5.24. Fisuras en los testigos sumergidos en solución salina (tercer día), (BBTM11A B50/70).



Fig. 5.25. Testigos sumergidos durante 7 días, (BBTM11A B50/70). De izqda. a dcha.: en solución salina a 4°C, en solución salina a 23°C y en agua a 23°C.



Fig. 5.26. Testigo no sumergido (izqda.) y testigo sumergido en agua durante 35 días (dcha.), (BBTM11A B50/70).

En los testigos las fisuras fueron evolucionando hasta la práctica disgregación del material. El día 35 se empezaron a observar signos de falta de cohesión en todas las probetas, siendo más pronunciados en el caso de los testigos sumergidos en agua a temperatura ambiente.

En la Tabla 5.9 se refleja la evolución de las dimensiones de los testigos en función del tiempo que estuvieron sumergidos en distintos medios y temperaturas.

Tabla 5.9. Evolución de las dimensiones de los testigos a lo largo del tiempo, (AC16 surf PMB 45/80-60 S)

Tratamiento	Diámetro (mm)			Altura (mm)		
	día 0	día 8	día 35	día 0	día 8	día 35
MBC y agua a 23°C	100	113	125	64	56	55
MBC y salmuera a 23°C	100	106	113	57	55	54
MBC y salmuera a 4°C	100	118	128	63	56	55

3.3.3. Evolución de la superficie de rodadura

Se muestran en las Tablas 5.10 a 5.12 los valores de *CRT* obtenidos en las campañas de mediciones de 2012, 2013 y 2014 en la zona de A-52 estudiada (calzada derecha, PKs 103+500 al 106+500). Se presentan además diversas imágenes obtenidas en la inspección visual realizada

en 2014, en las que se puede apreciar el mal estado de la capa de rodadura del firme (Fig. 5.27), apreciándose defectos tanto superficiales (peladuras, picaduras y baches) como estructurales (fisuras), así como sucesivas reparaciones de los mismos.

Tabla 5.10. CRT año 2012 (AC16 surf B50/70).

CRT			CRT acumulado		
Rango	Nº medidas	Frecuencia (%)	CRT	Nº medidas	Frecuencia (%)
80-85	26	2.43	<85	1072	100.00
75-80	178	16.60	<80	1046	97.57
70-75	482	44.96	<75	868	80.97
65-70	334	31.16	<70	386	36.01
60-65	49	4.57	<65	52	4.85
55-60	3	0.28	<60	3	0.28
50-55	0	0.00	<55	0	0.00
45-50	0	0.00	<50	0	0.00
40-45	0	0.00	<45	0	0.00
35-40	0	0.00	<40	0	0.00
<35	0	0.00	<35	0	0.00

Tabla 5.11. CRT año 2013 (AC16 surf B50/70).

CRT			CRT acumulado		
Rango	Nº medidas	Frecuencia (%)	CRT	Nº medidas	Frecuencia (%)
80-85	35	3.26	<85	1075	100.00
75-80	315	29.30	<80	1040	96.74
70-75	529	49.21	<75	725	67.44
65-70	153	14.23	<70	196	18.23
60-65	31	2.88	<65	43	4.00
55-60	12	1.12	<60	12	1.12
50-55	0	0.00	<55	0	0.00
45-50	0	0.00	<50	0	0.00
40-45	0	0.00	<45	0	0.00
35-40	0	0.00	<40	0	0.00
<35	0	0.00	<35	0	0.00

Tabla 5.12. CRT año 2014 (AC16 surf B50/70).

CRT			CRT acumulado		
Rango	Nº medidas	Frecuencia (%)	CRT	Nº medidas	Frecuencia (%)
80-85	14	1.33	<85	1049	100.00
75-80	47	4.48	<80	1035	98.67
70-75	327	31.17	<75	988	94.18
65-70	465	44.33	<70	661	63.01
60-65	143	13.63	<65	196	18.68
55-60	25	2.38	<60	53	5.05
50-55	15	1.43	<55	28	2.67
45-50	10	0.95	<50	13	1.24
40-45	0	0.00	<45	3	0.29
35-40	2	0.19	<40	3	0.29
<35	1	0.10	<35	1	0.10



Fig. 5.27. Estado del firme: inspección visual realizada en 2014 (AC16 surf B50/70).

4. DISCUSIÓN

4.1. Daño producido por la extensión de fundentes

El comportamiento de la MBC es el resultado de la respuesta mecánica de sus componentes en conjunto. La consecuencia principal de aplicar cloruro sódico (ya sea en forma sólida o en forma de salmuera) directamente sobre el pavimento de la carretera, es que se produce una bajada en la penetración del betún que conforma la MBC, es decir, una rigidización del mismo, lo que afecta negativamente a las propiedades mecánicas de la MBC.

En el agua los iones Cl^- y Na^+ se disuelven. El Na^+ es poco reactivo en el betún, mientras que el ion Cl^- interacciona con los iones de azufre S^- que unen las distintas cadenas de carbono que conforman los betunes, de tal forma que el ion Cl^- ataca esos enlaces introduciéndose en ellos, rigidizándolos, fragilizando el betún y causando la pérdida de adherencia entre el betún y el árido. Esto hace que se produzca una disminución de la cohesión y de la resistencia mecánica de las MBC, como se desprende de los resultados obtenidos con los ensayos realizados.

4.1.1. Comportamiento estático de la MBC

A partir de la resistencia a compresión simple media de cada serie de probetas se calculó el *IRC* definido en la norma NLT-162 (CEDEX, 1992-2000) para las series de testigos 2 (baño en agua) y 3 (baño en solución salina), tomando la serie 1 como referencia (Tabla 5.13).

Tabla 5.13. *IRC* y pérdida de resistencia (AC16 surf B50/70).

Series	<i>IRC</i> (%)	Pérdida de resistencia (%)
2 vs. 1	89.7	10.3
3 vs. 1	71.2	28.8

La pérdida de resistencia en el ensayo de inmersión-compresión no debe rebasar el 25%, de acuerdo con lo estipulado en el artículo 542 del PG-3 en la redacción dada por la Orden FOM/891/04 (MINISTERIO DE FOMENTO, 2004). En los ensayos con las probetas sumergidas en agua la pérdida de resistencia es inferior al 25%, mientras que en los ensayos de las probetas sumergidas en salmuera no se cumple la condición impuesta por la norma (Fig. 5.28).

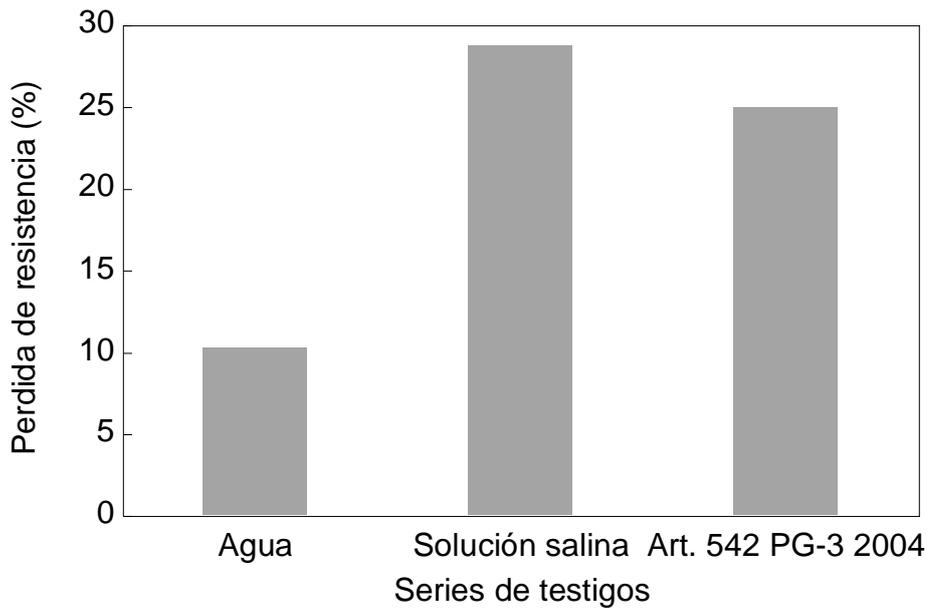


Fig. 5.28. Pérdida de resistencia a compresión simple (AC16 surf B50/70).

4.1.2. Comportamiento dinámico de la MBC

Se obtuvo la evolución del módulo dinámico a lo largo del tiempo para las probetas sumergidas en agua y sumergidas en solución salina, intentando establecer los cambios en el comportamiento de las MBC. Para correlacionar el comportamiento de la MBC sumergida en agua con la sumergida en la solución salina se propuso el cálculo del índice variación del módulo dinámico (IVE^*) definido como:

$$IVE^* = \frac{|E^*|_{adim,ss}}{|E^*|_{adim,a}} \tag{5.9}$$

siendo $|E^*|_{adim,ss}$ (solución salina) y $|E^*|_{adim,a}$ (agua) las relaciones (adimensionales) entre el módulo dinámico de las probetas sumergidas en la solución salina ($|E^*|_{ss}$) y en agua ($|E^*|_a$), respectivamente y el módulo dinámico inicial medido sin sumergir las probetas, ($|E^*|_{inicial}$):

$$|E^*|_{adim,ss} = \frac{|E^*|_{ss}}{|E^*|_{inicial}} \tag{5.10}$$

$$|E^*|_{adim,a} = \frac{|E^*|_a}{|E^*|_{inicial}} \tag{5.11}$$

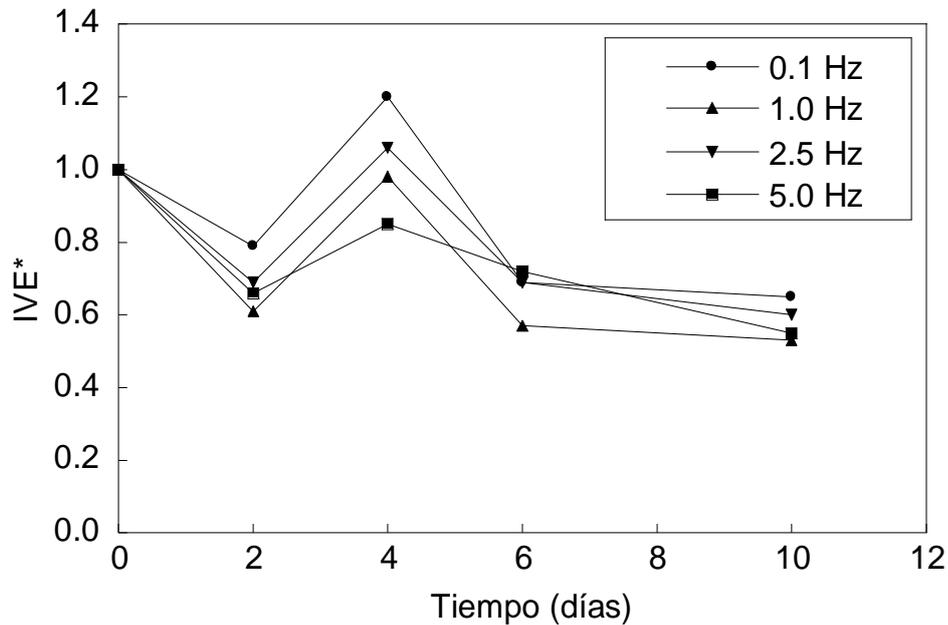


Fig. 5.29. Evolución temporal del *IVE* (AC16 surf B50/70).

La Fig. 5.29 muestra el índice de variación del módulo dinámico de las probetas en función del tiempo, donde se observa que, en general, toma valores menores que la unidad. Esto indica que la solución salina produce un mayor deterioro en el material que en el agua.

4.2. Daño producido por el agua y la temperatura

4.2.1. Comportamiento estático de la MBC

Del estudio realizado se observa que conforme la temperatura de la MBC aumenta, la carga máxima necesaria para la rotura (*estabilidad Marshall*) disminuye, aumentando su deformación (*deformación Marshall*), lo que ocurre por ser la matriz del material compuesto de tipo bituminoso y fluidifica con la temperatura.

Se comprobó que tanto el agua como la solución salina disminuyen el valor de la *RCS*, pero en la solución salina se aprecia un menor valor. Como era de esperar los hormigones bituminosos ofrecen mayor *ITS* que las MBC para capas delgadas sometidas a las mismas condiciones de contorno. También se demostró el aporte extra de *ITS* que confieren los betunes modificados con polímeros.

Se ha comprobado que las condiciones de contorno influyen de manera notable en el comportamiento estático de las MBC, ya que tanto la estabilidad Marshall como la *RCS* y la *ITS* disminuyen cuando la MBC se sumerge en agua, descendiendo ligeramente más cuando se sumerge en salmuera.

De la comparación entre los antiguos ensayos NLT (CEDEX, 1992-2000), los nuevos ensayos europeos armonizados UNE-EN (AENOR, 2011) y los umbrales dispuestos en las respectivas normas que los regulan, se puede observar que para un mismo tipo de MBC la nueva normativa es más restrictiva que la anterior.

4.2.2. Comportamiento dinámico de la MBC

Del análisis de la variación del módulo de rigidez se pueden extraer diversas conclusiones. En primer lugar, como se puede apreciar en la Tabla 5.14 y en la Fig. 5.30, que cualquiera de las condiciones estudiadas (agua y salmuera) provocan una disminución apreciable del módulo de rigidez de la MBC.

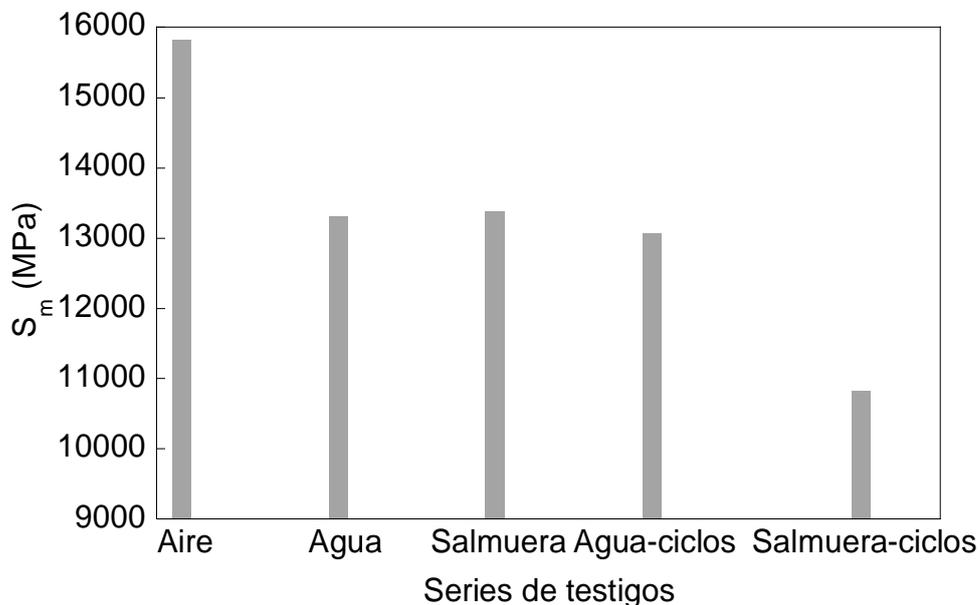


Fig. 5.30. Comportamiento dinámico de la MBC sometida a diferentes condiciones de contorno.
(BBTM11A B50/70).

Tabla 5.14. Variación del módulo de rigidez de una MBC (BBTM11A B50/70).

Condiciones	3°C-6 días		Ciclos 3°C-6 días		Ciclos 3°C-12 días	
	Agua	Salmuera	Agua	Salmuera	Agua	Salmuera
Variación S_m	-15.89%	-15.47%	-14.07%	-14.91%	-17.40%	-31.56%

La realización del acondicionamiento de las MBC de forma intermitente (inmersión-desecación no forzada), en agua o salmuera, provoca una disminución mayor del S_m que si se hace en forma de baño continuado en agua o salmuera (comparando MBC con el mismo tiempo de permanencia en el medio agresivo).

En lo que se refiere a la diferencia de comportamiento entre el agua y la salmuera, si bien es cierto que en condiciones de baño continuado no se aprecian discrepancias reseñables, en el momento en que se somete a la MBC a ciclos de inmersión-desecación se observa que las probetas sometidas a baños con salmuera presentan un módulo de rigidez menor que las sometidas a baños con agua solamente.

Como se observa en la Fig. 5.31, la prolongación en el tiempo de inmersión (debido a un mayor número de tramos de inmersión) muestra una caída del módulo de rigidez en ambos casos (MBC con inmersión-desecación en agua o en salmuera). Dicha caída se ve amortiguada con el paso del tiempo para el caso del agua, mientras que es constante en el caso de la salmuera. Esto corrobora el hecho observado en las carreteras de montaña, donde existe un deterioro temprano de las MBC que componen el firme.

Por tanto, el efecto más negativo sobre la MBC se produce por la *combinación de los diversos factores* a los que se ve sometida, tanto *inducidos por el hombre (extensión de fundentes)* como *climatológicos (baja temperatura y humedad principalmente)*. El aporte extra de agua que supone la aplicación de salmueras (unido al carácter higroscópico de la sal) provoca un considerable aumento del deterioro de la capa de MBC colocada en rodadura, con la consiguiente disminución de su vida útil. Es recomendable realizar una programación racional del empleo de salmueras, así como una actualización constante de la misma ajustada a la realidad, de modo que se eviten en la medida de lo posible las aplicaciones de salmuera innecesarias o de dudosa efectividad, lo que sucede en los casos en los que aun estando la temperatura ambiental por debajo de 0 °C, la temperatura del pavimento no ha llegado a descender por debajo de 1 ó 2 °C y la tendencia de las temperaturas es ascendente.

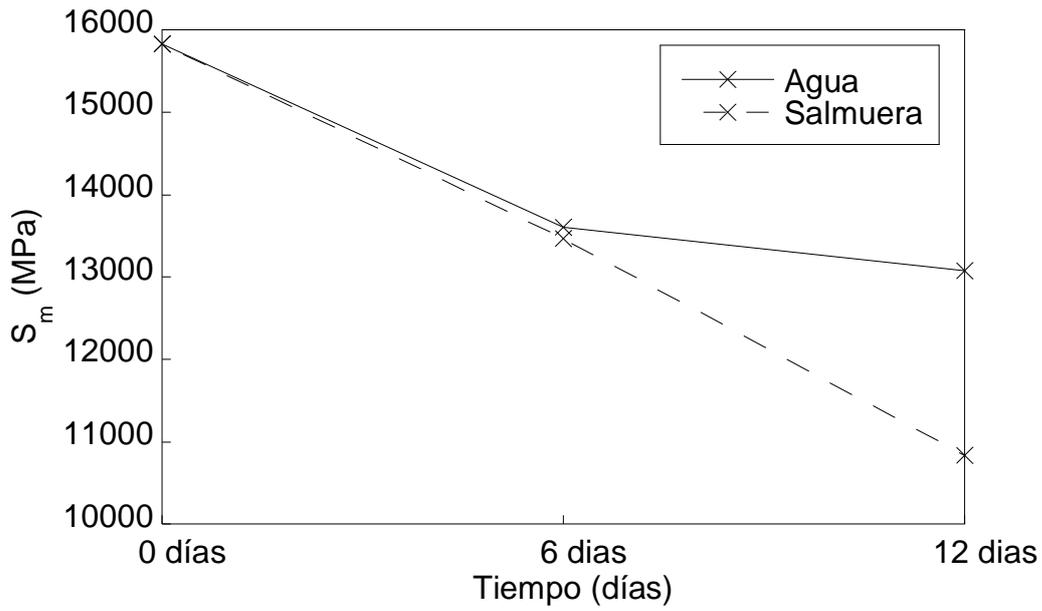


Fig. 5.31. Evolución a lo largo del tiempo del módulo de rigidez de una MBC sometida a ciclos de inmersión en agua y salmuera (BBTM11A B50/70).

4.3. Determinación del daño del material a largo plazo

4.3.1. Evolución de la capacidad estructural del firme

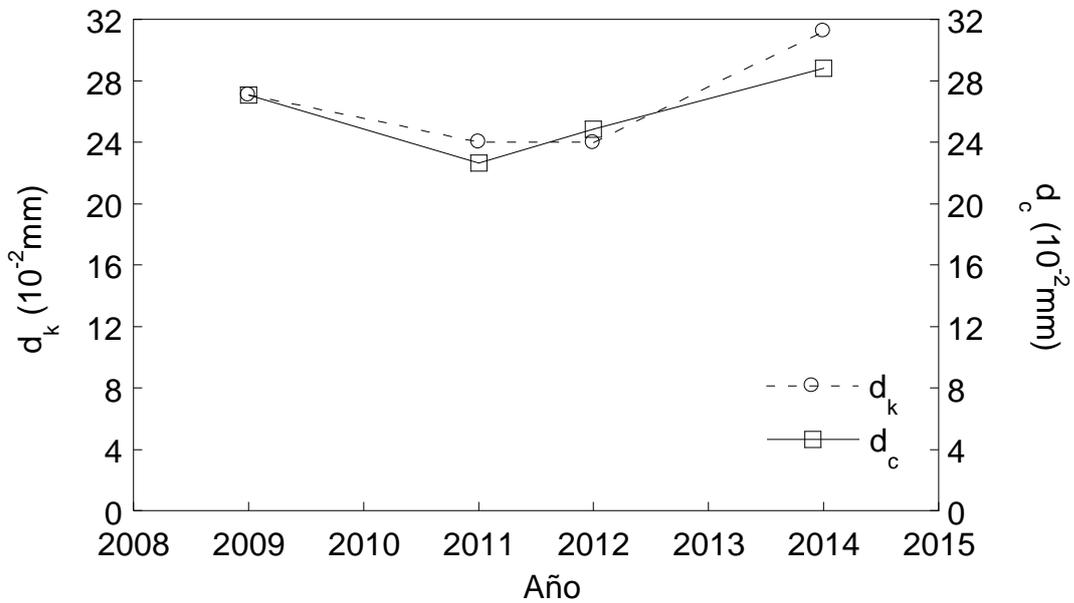


Fig. 5.32. Evolución de las deflexiones características y de cálculo con el tiempo, (AC16 surf B50/70).

Del análisis de las medidas de las deflexiones en la zona de carretera seleccionada (Fig. 5.32) se aprecia que los valores medios de las mismas (con y sin correcciones por humedad y por temperatura) son comparables entre sí, mostrando una evolución en el tiempo similar.

Para el estudio de la variación de las deflexiones de cálculo a lo largo del tiempo se contabilizó el número de medidas que presentaban valores por encima de $40 \cdot 10^{-2}$ mm (n_{dc40}), ya que es, según la actual Norma 6.3 IC (MINISTERIO DE FOMENTO, 2003a), el valor umbral puntual de la deflexión patrón para el agotamiento estructural en carreteras con firme tipo semirrígido y categoría de tráfico T1, donde la IMD_P por carril se encuentra entre 800 y 2000 (como en este tramo). Además ninguna de las medidas estaba por encima de $100 \cdot 10^{-2}$ mm (valor umbral puntual de la deflexión patrón para firmes semirrígidos y tráfico T1 donde se considera que el agotamiento estructural afecta a la explanada) y muy pocas de ellas superaban el valor intermedio de $60 \cdot 10^{-2}$ mm.

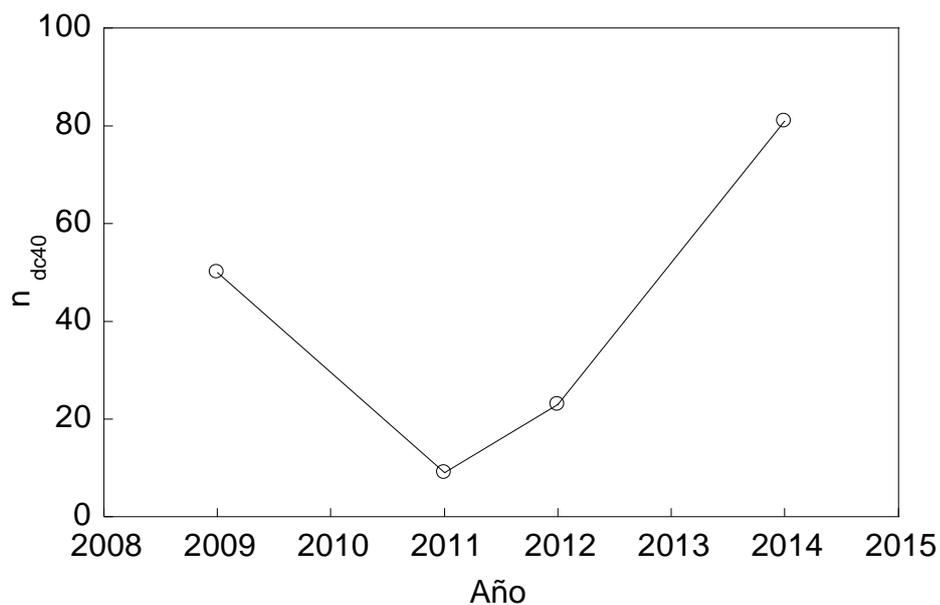


Fig. 5.33. Evolución del número de medidas con deflexión mayor de $40 \cdot 10^{-2}$ mm con el tiempo (AC16 surf B50/70).

En la Fig. 5.33 se aprecia que en los primeros años disminuyó n_{dc40} , procediendo a aumentar en años posteriores significativamente, lo que es debido a que tanto el agua como en mayor medida las soluciones salinas influyen en el comportamiento de las MBC, rigidizándolas en un primer momento para posteriormente provocar una rápida disminución del módulo dinámico y por consiguiente de la capacidad portante del firme.

El comportamiento descrito tiene su reflejo en que la capa de MBC de la rodadura, que es la capa que se sustituye durante las obras puntuales de reparación, presenta un avanzado estado de deterioro que se manifiesta de forma muy rápida, pasando de un aparente buen estado a una disgregación casi absoluta en muy poco tiempo (se empezó a detectar en zonas localizadas de la carretera a partir de los cinco primeros años, generalizándose en los tres siguientes).

El análisis a lo largo de los años de las deflexiones en todo el puerto arroja valores similares a los obtenidos en la zona objeto de estudio, pero las continuas inspecciones visuales realizadas en el mismo indican que se han tenido que realizar muchas reparaciones en la capa superficial debido a su rápido deterioro. Por lo tanto *no es recomendable la utilización de la medida de las deflexiones como único indicativo del estado del firme*, puesto que con su análisis no es posible prever la vida residual de la capa de rodadura (muy afectada por los efectos climatológicos). Para un buen seguimiento del estado del firme es recomendable completar el estudio mediante la medida de otros parámetros tales como IRI y CRT, así como inspecciones visuales periódicas.

Este daño, que no afectó a capas inferiores, se comprobó que *se produce en periodo invernal* dado que el tráfico (tanto de vehículos pesados como de ligeros) es prácticamente constante a lo largo de todo el año (más elevado si cabe en periodo estival). Se deduce que *el mayor deterioro del firme en invierno está producido por los agentes externos* a los que se ve sometido: fuertes episodios de nieve, variaciones térmicas elevadas (mayores de 17°C), grandes precipitaciones de agua registradas durante el otoño y la primavera, tratamientos con fundentes y sales de deshielo en invierno, etc.

4.3.2. Evolución de la MBC

Tanto de la observación de las MBC en la carretera, como del análisis de la evolución de las dimensiones de las probetas y de los testigos sumergidos en agua y en salmuera, se puede afirmar sin lugar a dudas que el material sufre un proceso de *hinchamiento y posterior disgregación con el tiempo*.

Con la evaluación visual y la medición de las dimensiones de las probetas se confirmó el rápido deterioro sufrido por las MBC, por efecto tanto del agua como de las soluciones salinas, de modo que se puede concluir que *el agua es el factor principal de deterioro* del firme sometido

a condiciones de vialidad invernal, *contribuyendo el cloruro sódico en menor medida* a ese deterioro (pero sin ser despreciable).

La pérdida de la cohesión de los materiales integrantes de la MBC se manifiesta mecánicamente por el aumento de las deflexiones, la disminución del índice de resistencia conservada y la pérdida de la resistencia mecánica de la MBC, y físicamente por la pérdida de áridos de la MBC producto de la desenvuelta de los áridos integrantes de la misma.

Aunque el comportamiento de las MBC varía según la frecuencia de las cargas y la temperatura a la que se encuentren, se pudo evaluar la afección que produce tanto el agua como las soluciones salinas sobre las MBC. De esta forma, si bien en un principio ambas las rigidizan, posteriormente provocan una caída muy importante de su módulo dinámico. *Una MBC dañada presenta un módulo dinámico menor que una sana*, como lo atestiguan las distintas campañas de medidas de deflexiones efectuadas para evaluar el deterioro en los pavimentos, donde se consideró que a mayor deflexión (menor rigidez) existe más deterioro.

Por otro lado, es conveniente recordar que en los últimos tiempos se emplean fundentes en forma de salmueras durante los periodos invernales, lo que implica indirectamente la aplicación de agua sobre la carretera, aumentando considerablemente la cantidad de agua soportada por la misma de forma natural (causada fundamentalmente por la presencia de niebla, lluvia y nieve), ya que dichas aplicaciones suelen efectuarse todos los días (e incluso varias veces al día). Por último cabe reseñar el *carácter higroscópico de la sal*, lo que provoca que la humedad no se elimine fácilmente, sino que permanece durante más tiempo en contacto con la MBC, aumentando más si cabe su deterioro.

4.3.3. Evolución de la superficie de rodadura

Como se puede observar en los diagramas de la Fig. 5. 34, no existe una aparente relación entre las variaciones de deflexiones y de CRTs. Esto sucede tanto a nivel general a lo largo de todo el firme del puerto de la A-52 (PKs 91+000 al 112+200), que ha sufrido repetidas operaciones de bacheo y sustitución de la capa de rodadura de MBC como en la zona objeto de estudio, que no ha sufrido sustituciones y reparaciones (A-52, calzada derecha, PKs 93+500 al 96+500).

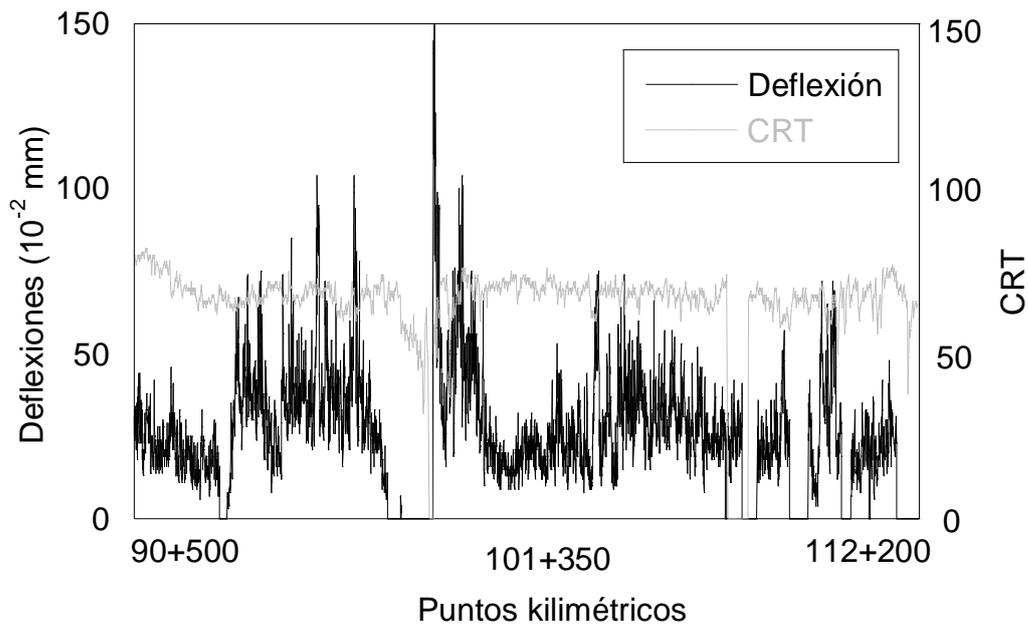


Fig. 5.34. Comparativa CRT vs. deflexiones 2014 (AC16 surf B50/70).

Del estudio detallado y comparativo de las gráficas de comportamiento y evolución con el tiempo del CRT por rangos diferenciados (Figs. 5.35 a 5.37) se deduce que *la evolución de la superficie de rodadura no coincide con la de las características mecánicas del firme*, si bien es cierto que al principio el desgaste producido por el tránsito de vehículos hace que la textura disminuya de forma lenta pero continuada (principalmente en sentido longitudinal y en las zonas de rodada).

Posteriormente, una vez que la capa de rodadura se encuentra próxima a su agotamiento, la textura comienza a aumentar, acelerándose rápidamente hasta llegar a afectar a la megatextura por la desintegración parcial del firme mediante la pérdida de árido superficial de la MBC en primer lugar y la subsiguiente formación de baches, finalizándose con la ruina de la capa de rodadura debido a la pérdida de adherencia entre árido y betún y la disminución de la cohesión de la MBC en su conjunto. Estos procesos se han podido observar en las diferentes inspecciones visuales realizadas en el firme del puerto de la A-52 a lo largo del tiempo, constatándose el gran porcentaje de baches que aparecen después de cada temporada invernal, como consecuencia de la aplicación de fundentes y sales de deshielo en la carretera que aceleran la evolución de la megatextura en la capa de rodadura.

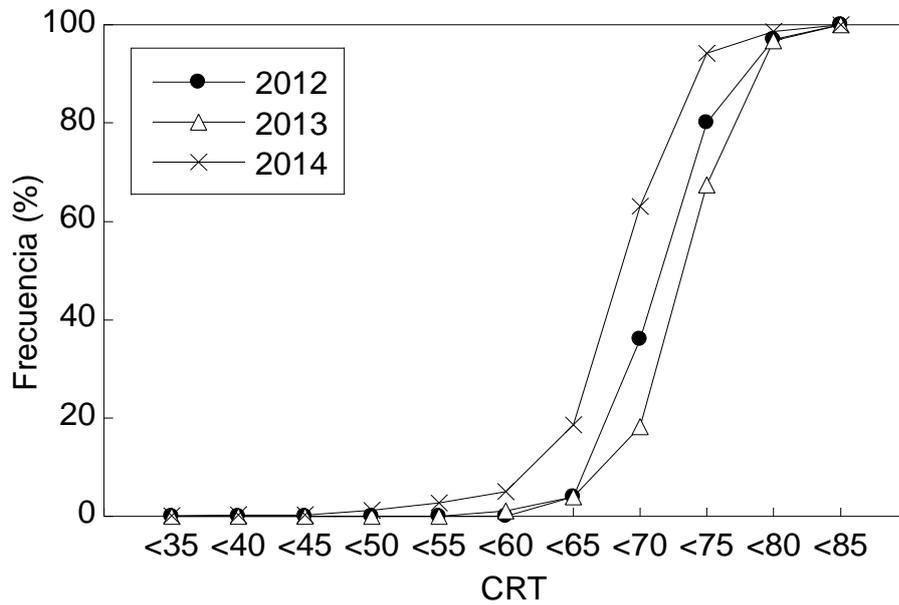


Fig. 5.35. Representación de la distribución de los valores de CRT por umbrales en cada campaña anual de medida (AC16 surf B50/70).

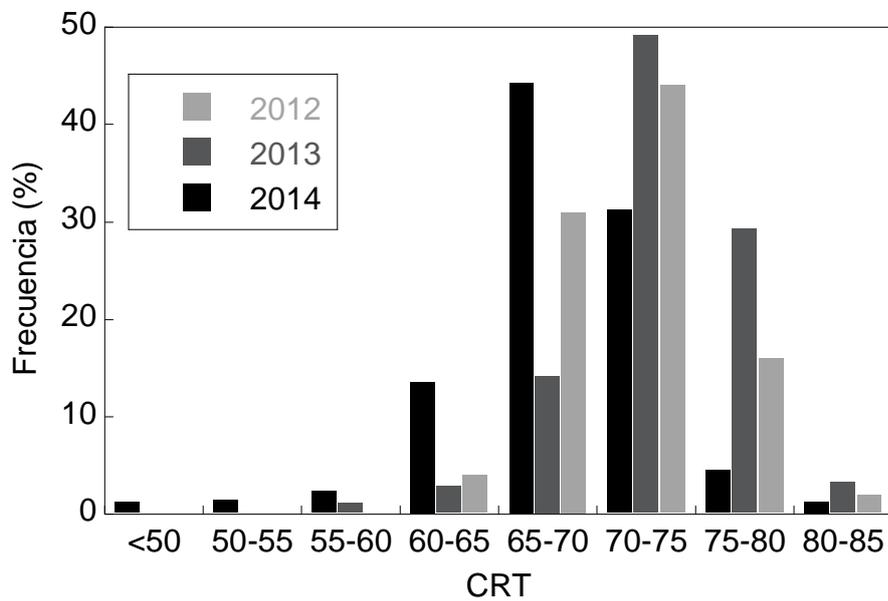


Fig. 5.36. Representación de la distribución de los valores de CRT por rangos en cada campaña anual de medida (AC16 surf B50/70).

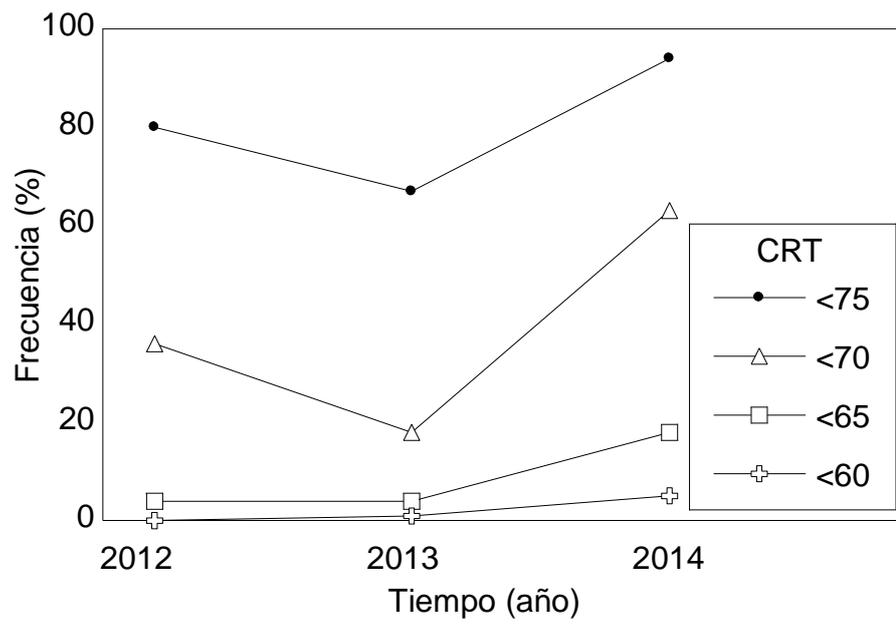


Fig. 5.37. Evolución del CRT con el tiempo (AC16 surf B50/70).

VI. CONCLUSIONES

1. CARACTERIZACION MECÁNICA CONVENCIONAL DE LAS MBC

Con los ensayos estáticos no se pueden reproducir las condiciones reales de aplicación de las cargas en los materiales ensayados, por lo que no se aprecia la evolución de las propiedades de las mezclas bituminosas en caliente (MBC) a lo largo de su vida en servicio. Tampoco se reproducen fielmente las condiciones de contorno, tales como los cambios de temperatura o la gran variabilidad de humedad que existe en las condiciones reales de obra entre los periodos invernales y los estivales.

Debido a todos estos condicionantes se realizó un estudio del *comportamiento dinámico* de las MBC, evaluándolo a diferentes temperaturas y frecuencias.

El comportamiento de una MBC varía según la *frecuencia* de aplicación de la carga y la *temperatura* a la que se encuentre. Así, para frecuencias altas (tiempos de aplicación muy pequeños, del orden de 0.1 s) y temperaturas bajas (<10°C) su comportamiento es de tipo *elástico-lineal*. Sin embargo, para temperaturas y tiempos de aplicación mayores, su deformación aumenta y también lo hace su ángulo de desfase, por lo que su comportamiento es de tipo *visco-plástico*.

Del análisis de los resultados obtenidos en los *ensayos de fatiga* se deduce que la rigidez del material se estabiliza una vez efectuados los primeros ciclos, y se observa que existe un desfase casi constante entre la carga y el desplazamiento producido por ésta, lo que corrobora la *componente viscosa* del comportamiento de las MBC.

Para evaluar la evolución del material a lo largo del tiempo se utilizó la *deformación permanente acumulada*, de forma que se obtuvieron sus leyes de comportamiento (deformación permanente frente al número de ciclos), tanto para el caso de aplicación de cargas con un espectro sinusoidal, como con un espectro de onda compleja. Ambas leyes de comportamiento son de tipo *exponencial con término independiente*.

La aplicación de cargas mediante una *onda compleja*, que simula de forma más real el tráfico, es *más dañina que la sinusoidal*. Para el mismo número de ciclos muestra una deformación plástica acumulada mayor y una menor rigidez.

2. DAÑO PRODUCIDO POR LA EXTENSIÓN DE FUNDENTES SOBRE LAS MBC

Por medio de ensayos de *inmersión-compresión* ha quedado demostrado el perjuicio que supone a las MBC el uso de *soluciones salinas* en los tratamientos de vialidad invernal, como lo atestigua la *disminución del índice de resistencia* conservada y por tanto el aumento en la misma cantidad de la pérdida de resistencia a compresión simple, si bien es cierto que la utilización de agentes agresivos (salmueras) en los ensayos de tipo estático a los que se han sometido las MBC no aumenta de forma significativa el carácter perjudicial que de por sí ya produce la presencia de agua.

Se ha comprobado mediante *ensayos dinámicos* que el *módulo dinámico de una MBC se ve afectado tanto por el agua como en mayor medida por la solución salina*, rigidizándose en los primeros momentos en ambos casos, para posteriormente provocar una importante caída en su valor, lo que ha sido mucho más acusado en los testigos que en las probetas.

En los testigos sumergidos, tanto en agua como en solución salina, se ha podido apreciar de una forma muy temprana la aparición de *fisuras, hinchamiento y posterior disgregación del material*, lo que inhabilita la MBC para su función dentro del firme de la carretera. En las probetas fabricadas en laboratorio no se ha apreciado la aparición temprana de fisuras, mientras que en los testigos sí, lo que es indicativo de su diferente comportamiento. Esta diferencia en el comportamiento puede ser debida al método de extracción de los testigos, ya que el serrado circular produce la desenvuelta de los áridos que se encuentran en contacto con la superficie lateral del testigo.

Aunque el *estudio sobre testigos a priori* puede parecer más real, ya que reflejan de una forma mucho más fiel las características de las MBC colocadas en obra, hay que ser prudente con los resultados obtenidos, ya que al no existir ligante en una gran parte de la superficie lateral de los mismos que envuelva los áridos superficiales, la cohesión de la MBC en esas zonas se encuentra comprometida, por lo que se acelera el deterioro de su comportamiento mecánico. Además, al no existir *mastic* en esas zonas, no puede contribuir a la mejora del comportamiento mecánico de la MBC. Estos efectos perjudiciales se aceleran especialmente en presencia de agua.

Las MBC admisibles con las antiguas normas NLT no lo son con la normativa UNE-EN vigente actualmente, lo que redundará sin duda en una *mejora de la calidad* de las MBC a colocar en las infraestructuras viarias de acuerdo con la nueva normativa.

Se demuestra la *mayor resistencia de los hormigones bituminosos frente a las MBC para capas delgadas*, así como la *mejora en la resistencia por la utilización de betunes modificados con polímeros* en la fabricación de las MBC, ya sean hormigones bituminosos o MBC para capas delgadas.

Las *altas temperaturas*, así como la *presencia de agua* en las MBC, son los agentes climatológicos más *negativos* a los que se ven sometidas las MBC, teniendo la *combinación de ambos* el peor efecto. Se ha comprobado mediante el estudio de los diferentes ensayos

dinámicos efectuados que el efecto perjudicial de la humedad y de la salinidad sobre una MBC *se agrava* sustancialmente cuando la aplicación de dichos factores se realiza *en forma de ciclos*. El efecto más negativo sobre la MBC se produce por la combinación de varios factores climatológicos, en concreto temperatura y humedad, que se ven agravados por la extensión de fundentes, sobre todo cuando se realiza en presencia de agua.

Las *deflexiones* medidas en una carretera de montaña disminuyen en los primeros años de servicio. Una vez pasada esa primera fase inicial de disminución de las deflexiones, éstas aumentan rápidamente. La medida de las deflexiones no es un fiel indicativo del estado de un firme, puesto que no es capaz de prever con precisión la vida residual de la capa de rodadura, siendo ésta la más afectada por los efectos climatológicos.

La *aplicación repetida de cargas*, aunque es la principal causante de que algunas de las capas del firme se deterioren por *fatiga*, en las carreteras de montaña no es determinante, siéndolo mucho más (al menos para la capa de rodadura) los agentes externos a los que se encuentra sometida la MBC.

La *utilización de salmueras* para la aplicación de fundentes durante los periodos invernales implica indirectamente el aumento de la humedad en las MBC, tanto por la aplicación de la solución sobre la carretera como por el carácter higroscópico de la sal, por lo que se aumenta considerablemente el deterioro de las MBC colocadas en capas de rodadura y se disminuye su vida útil.

Al realizar la extensión de salmueras sobre la calzada es necesario tener siempre presente la evolución prevista de las temperaturas en las horas posteriores a la puesta en obra, debido al *especial efecto negativo de la combinación de temperatura, humedad y extensión de fundentes*, por lo que debe revisarse siempre la planificación prevista para la extensión de salmueras (tratamientos preventivos antihielo) antes de efectuarla, no solo por razones relativas a su necesidad operativa, sino por el daño que causan al firme.

La evolución de las *características superficiales* de la capa de rodadura de un firme no va pareja a la evolución de sus *propiedades mecánicas*, si bien es cierto que al final de la vida útil de la capa de rodadura del firme el aumento de la textura de su superficie es consecuencia de la pérdida de adherencia entre árido y betún y la disminución de la cohesión de la MBC en su

conjunto. Esto se manifiesta desde el punto de vista mecánico por el aumento de las deflexiones, la disminución del índice de resistencia conservada y la pérdida de la resistencia mecánica de la MBC, y físicamente por la pérdida de áridos de la MBC producto de la desenvuelta de los áridos integrantes de la misma.

Debido a los continuos tratamientos con salmueras y sales de deshielo la *megatextura* del firme evoluciona de forma mucho más rápida, lo que se manifiesta en la aparición de defectos tales como pérdida de árido fino, baches, peladuras, desintegración de la MBC, etc.

3. PROPUESTA DE NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN SOBRE MBC

Las MBC no son de aplicación exclusiva en carreteras, sino que se utilizan en otra serie de infraestructuras como pueden ser aeropuertos (pistas de despegue y de aterrizaje), aceras y paseos peatonales, ferrocarriles como capa de protección de las capas previas al balasto, etc. Cada una de estas infraestructuras tiene sus propias características, tanto en lo que a solicitaciones se refiere como a los agentes externos que tiene que soportar, por lo que se propone abrir una nueva línea de investigación para su estudio.

REFERENCIAS

AASHO (1961)

Interim Design Guide by American Association of State Highway Officials.
Highway Research Board, Washington D.C.

AASHTO (1993)

Guide for Design of Pavement Structures.
Highway Research Board, Washington D.C.

AASHTO (2000)

Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing.
Highway Research Board, Washington D.C.

AASHTO (2001)

MP1 Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder.
Highway Research Board, Washington D.C.

AASHTO (2002)

Guide for mechanical-empirical design.
Highway Research Board, Washington D.C.

AASHTO (2006)

Provisional Standards.
Highway Research Board, Washington D.C.

AENOR (2011)

Catálogo de Normas UNE.
Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AGENCIA ESTATAL DE METEOROLOGÍA (2011)

Atlas Climático Ibérico 1971-2000.
Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Madrid.

ARRIAGA, P.M., GARNICA, A.P. (1998)

Diagnóstico de las Características Superficiales de los Pavimentos, Publicación Técnica 111.
Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila.

ASPHALT INSTITUTE (1991)

Thickness Design Asphalt Pavement for Highways & Streets.
Asphalt Institute, Lexington.

ASTM (2006)

Annual Book of ASTM Standards, Section four: Construction.
American Society for Testing and Materials, West Conshohocken.

BAKER, I.O. (1903)

Roads and Pavements.

John Wiley and Sons, New York.

BARKSDALE, R.D. (1971)

Compressive Stress Pulse Times in Flexible Pavements for Use in Dynamic Testing.

Highway Research Record 345, Washington DC.

BOUSSINESQ, J. (1885)

Application Des Potentiels a L'étude de L'équilibre, et du Mouvement des Solides Élastiques avec Notes Sur Divers Points de Physique Mathématique et D'analyse.

Gauthier-Villars, Paris.

BOYCE, J.R. (1980)

A non-linear model for the elastic behavior of granular materials under repeated loading.

International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Swansea, **1**, 285-294

BRADBURY, R.D. (1938)

Reinforced Concrete Pavement.

Wire Reinforced Institute, Washington DC.

BROWN, E.R., KANDHAL, P.S., ZHANG, J. (2001)

Performance Testing for Hot Mix Asphalt. NCAT Report 01-05.

National Center for Asphalt Technology, Auburn.

BURMISTER, D.M. (1945)

The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems.

Columbia University, New York.

CAPA (2000)

Guideline for the Design and Use of Asphalt Pavements for Colorado Roadways.

Colorado Asphalt Pavement Association, Englewood.

CEDEX (1992-2000)

Normas del Laboratorio de Transportes (NLT). Vol. II. Ensayos de Carreteras.

Ministerio de Fomento, Madrid.

CHEN, X., HUANG, B. (2008)

Evaluation of moisture damage in hot mix asphalt using simple performance and Superpave indirect tensile tests.

Construction Building Materials **22**, 1950-1962.

COLLINS, H.J., HART, C.A. (1936)

Principles of Road Engineering.

Edward Arnold Publishers Ltd, London.

CONSEJO EUROPEO (1989)

Directiva 89/106/CEE relativa a la aproximación de las disposiciones legales, reglamentarias y administrativas de los Estados Miembros sobre los productos de construcción.

DOUE Serie L **040**, 12-26.

CORDON, W.A. (1979)

Properties, Evaluation, and Control of Engineering Materials.
McGraw-Hill, New York.

COST 325 (1997)

New Road Monitoring Equipment and Methods. Final Report of the Action.
European Commission, Luxembourg.

DE BEER, M., FISHER, C. (2002)

Tire Contact Stress Measurements with the Stress-In-Motion (SIM) Mk IV System for the Texas Transportation Institute (TTI). Contract Report CR-2002/82.
CSIR, Pretoria.

DE BEER, M., FISHER, C., JOOSTE, F.J. (1997)

Determination of pneumatic tyre/pavement interface contact stresses under moving loads and some effects on pavements with thin asphalt surfacing layers.
8th International Conference on Asphalt Pavements. University of Washington, Seattle.

DEL VAL, M.A. (2007)

Los pavimentos en las carreteras españolas del siglo XX.
Revista de Obras Públicas **3482**, 7-24.

DIJK, W.V. (1975)

Practical fatigue characterization of bituminous mixes.
Association of Asphalt Paving Technologists **44**, 38-74.

DUBS, H.H. (1957)

A roman city in ancient China.
Greece & Rome **4**, 139-148.

EAPA (2013)

Asphalt in Figures.
European Asphalt Pavement Association, Bruselas.

ELICES, M. (1998)

Mecánica de la Fractura.
Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

FENG-WANG, B.S. (2005)

Mechanistic-empirical study of effects of truck tire pressure on asphalt pavement performance.
Degree of Doctor of Philosophy, University of Texas at Austin.

FERNÁNDEZ DE MESA, T.M. (1755)

Tratado Legal y Político de Caminos Públicos y Possadas.
Ed. facsímil Librerías París-Valencia, 1994.

GARNICA, P., GÓMEZ, J.A., SESMA, J.A. (2002)

Mecánica de Materiales para Pavimentos.
Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila.

GILLETTE, H.P. (1906)

Economics of Road Construction.

The Engineering News Publishing Co, New York.

GÓMEZ, A., MARTÍNEZ, A., MARTÍN, N., PÁEZ A. (2003)

Betunes asfálticos. Materiales muy utilizados y poco conocidos químicamente.

Anales de la Real Sociedad Española de Química **4**,43-52.

HERÓDOTO (450 A.C.)

Los Nueve libros de la Historia.

Elaleph, libro II, 124-138.

HUANG, Y.H. (1993)

Pavement Analysis and Design.

Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

HUBBARD, P. (1910)

Dust Preventives and Road Binders.

John Wiley and Sons, New York.

HUMPHREY, J.W. (2006)

Ancient Technology.

Greenwood Publishing Group, London.

HVEEM, F.N, SHERMAN, G.B. (1962)

California method for the structural design of flexible pavements

1st. Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann. Arbor.

JEFATURA DEL ESTADO (1993)

RD 1630/1992 por el que se Dictan Disposiciones para la Libre Circulación de Productos de Construcción en Aplicación de la Directiva 89/106/CEE.

BOE **93**, 3658-3664.

JEFATURA DEL ESTADO (2015)

Ley 37/2015, de 29 de Septiembre, de Carreteras.

BOE **234**, 88476-28532.

KENNEDY, T., HUBER, A., HARRIGAN, E.T., COMINSKY, R., HUGHES, S., VON QUINTUS, H., MOULTHROP, J. (1994)
Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): The product of the SHRP Asphalt research program.

National Research Council, Washington DC.

KRAEMER, C., DEL VAL, M.A., PARDILLO, J.M., ROCCI, S., ROMANA, M.G., SÁNCHEZ, V. (2004)

Ingeniería de Carreteras.

Mc Graw Hill. Madrid, Vol II pp. 231-431.

KUCERA, K. (1967)

Investigación sobre el dimensionado de firmes flexibles en Checoslovaquia.

Informes de la Construcción **20-192**, 65-74.

LAY, M.G., VANCE JR, J.E. (1992).

Ways of the World: A History of the World's Roads and of the Vehicles that Used them.
Rutgers University Press, New Brunswitck, New Jersey.

LEGER, A. (1875)

Les Travaux Publics, les Mines et la Métallurgie aux Temps des Romains: la Tradition Romaine Jusqu'à nos Jours.
J. Dejeu, Paris.

LEKARP, F., RICHARDSON, I.R., DAWSON, A. (1997)

Influences on permanent deformation behavior of unbound granular materials.
Transportation Research Record **1547**, 68-75.

LOMA, J.L. (1996)

Curso sobre Diseño, Fabricación y Puesta en Obra de Mezclas Asfálticas. Métodos de Diseño de Mezclas Asfálticas en Caliente.
Centro de Investigación Elpidio Sánchez Marcos, Madrid.

MARTÍN, A., PÉREZ, F.E. (2007).

Efecto de la concentración volumétrica filler-betún en la cohesión y adhesividad del mástico.
Tesina, Universidad Politécnica de Cataluña.

MCLEAN, D.B., MONISMITH, C.L. (1974)

Estimation of permanent deformation in asphalt concrete layers due to repeated traffic loading.
Transportation Research Record **510**, 14-30.

MINISTERIO DE FOMENTO (1999)

Orden de 27 de diciembre de 1999 por la que se actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes en lo relativo a conglomerantes hidráulicos y ligantes hidrocarbonados.
BOE **19**, 3014-2034.

MINISTERIO DE FOMENTO (2003a)

Orden FOM/3459/2003, norma 6.3 IC: Rehabilitación de firmes.
BOE **297**, 44244-44274.

MINISTERIO DE FOMENTO (2003b)

Orden FOM/3460/2003, norma 6.1 IC. Secciones de Firme.
BOE **297**, 44274-44292.

MINISTERIO DE FOMENTO (2004)

Orden FOM/891/2004, de 1 de marzo, por la que se actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes relativos a firmes y pavimentos.
BOE **83**, 14446-14509.

MINISTERIO DE FOMENTO (2008)

Orden Circular 24/2008 sobre el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3). Artículos: 542 - Mezclas Bituminosas en Caliente tipo Hormigón Bituminoso y 543 - Mezclas bituminosas para Capas de Rodadura. Mezclas Drenantes y Discontinuas.

Secretaría de Estado de Planificación e Infraestructuras, Madrid.

MINISTERIO DE FOMENTO (2009)

Nota Técnica Refundida sobre los Factores de Corrección de los Equipos de Auscultación de la Deflexión en Explanadas, Firmes y Pavimentos en la Red de Carreteras del Estado.

Secretaría de Estado de Planificación e Infraestructuras, Madrid.

MINISTERIO DE FOMENTO (2010)

Orden FOM/3317/2010, de 17 de diciembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las medidas específicas para la mejora de la eficiencia en la ejecución de las obras públicas de infraestructuras ferroviarias, carreteras y aeropuertos del Ministerio de Fomento.

BOE 311, 106244-106256.

MINISTERIO DE FOMENTO (2013)

Mapa de Tráfico.

Servicio de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid.

MINISTERIO DE FOMENTO (2015a)

Catálogo y Evolución de la Red de Carreteras.

Servicio de Publicaciones del Ministerio de Fomento, Madrid.

MINISTERIO DE FOMENTO (2015b)

Orden FOM/2523/2014, de 12 de diciembre, por la que se actualizan determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes relativos a materiales básicos, a firmes y pavimentos, y a señalización, balizamiento y sistemas de contención de vehículos.

BOE 3, 584-1096.

MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA (1998)

Real Decreto 2822/1998. Reglamento general de vehículos.

BOE 22, 3440 - 3528.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (1980)

Instrucción 6.3-IC, refuerzo de firmes.

BOE 131, 12042-12051.

MIRÓ, J. (1994)

Metodología para la caracterización de ligantes asfálticos mediante el empleo del ensayo Cántabro.

Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.

MONISMITH, C.L. (1958)

Flexibility Characteristics of Asphaltic Paving Mixtures.

Association of Asphalt Paving Technologists, Chicago,

MONISMITH, C.L. (1994).

Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixes. SHRPA-404.
National Research Council, Washington DC.

MONISMITH, C.L., SOUSA, J., LYSMER, J. (1988)

Modern Pavement Design Technology Including Dynamic Loading Conditions.
Society of Automotive Engineers, Technical Paper.

MONISMITH, C.L., TSAI, B., TAYEBALI, A.A. (1994)

Stiffness of Asphalt Aggregate Mixes. SHRP Project A-338, Asphalt Research Program.
Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley.

MORENO, I. (2006)

Vías romanas de Astorga. Vestigios inéditos.
III Congreso de Obras Públicas Romanas, Astorga.

MUENCH, S.T., MAHONEY, J.P., PIERCE, L.M. (2003)

WSDOT Pavement Guide.
Washington State Department of Transportation's Pavement, Olympia.

NAPA (2001)

HMA Pavement Mix Type Selection Guide.
National Asphalt Pavement Association (NAPA), Landham.

OLIVERA, L.H. (2006).

El Qhapag Ñan o Camino Principal Andino.
Consejo de Monumentos Nacionales, Lima.

PARLAMENTO EUROPEO Y CONSEJO (2011)

Reglamento UE 305/2011 por el que se establecen condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción y se deroga la Directiva 89/206/CEE del Consejo.
DOUE Serie L 88, 5-43.

PÉREZ, F. (1986)

Una aportación al estudio de la adhesividad árido-ligante bituminoso.
Trabajo de Investigación, Universidad Politécnica de Cataluña.

PEUTZ, M.G.F., VAN KEMPEN, H.P.M., JONES, A. (1968)

Layered Systems under Normal Surface Loads. Record 228.
Highway Research, Washington DC.

POWELL, W.D., POTTER, J.R., MAYHEW, H., NUNN, M. (1984)

Design of Bituminous Roads. LR1132.
Transport Research Laboratory, Crowthorne.

RTAC (1977)

Pavement Management Guide.
Roads and Transportation Association of Canada, Ottawa.

ROBERTS, F.L., KANDHAL, P.S., BROWN, E.R., LEE, D.Y., KENNEDY, T.W. (1996)

Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design, and Construction.

National Asphalt Pavement Association Education Foundation, Lanham.

ROSE, A.C. (1935)

When All Roads Led to Rome.

Bureau of Public Roads, U.S. Department of Agriculture, Washington DC

SEED, H.B., CHAN, C.K. (1962)

Resilience characteristics of Subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements.

1^a Int. Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 611-636, U. Michigan.

SHELL (1978)

Shell Pavement Design Manual.

Shell International Petroleum Company Limited, London.

SHELL (1985)

Addendum to the Shell Pavement Design Manual.

Shell International Petroleum Company Limited, London.

SMILES, S. (1904)

Lives of the Engineers - Metcalfe-Telford.

John Murray, London.

SUN, L., HUDSON, W.R., ZHANG, Z. (2003)

Empirical-mechanistic method based stochastic modeling of fatigue damage to predict flexible pavement cracking for transportation infrastructure management.

ASCE Journal of Transportation Engineering **129-2**, 109-117.

TABOR, S. (1930)

Freezing and thawing of soils as factors in the destruction of road pavements.

Public Roads **11-6**. U.S. Department Agriculture, Bureau of Public Roads, Washington DC

TINO, R., GONZÁLEZ, B., MATOS, J.C.; TORIBIO, J. (2011)

Efecto de la sal sobre el comportamiento mecánico de mezclas bituminosas en caliente.

Anales Mecánica de Fractura **28**, 687-692.

TORIBIO, J., GONZÁLEZ, B., TINO, R., MATOS, J.C. (2010)

Fatigue performance of hot bituminous mixtures for firm reinforcement.

Proceedings of the 18 European Conference on Fracture (ECF 18), Dresden, pp 1-8.

URIOL, J.I. (1997)

Las Carreteras desde Isabel II a Nuestros Días. En Viaje por la Historia de Nuestros Caminos.

Grupo FCC, Madrid.

VELÁZQUEZ, J. (2013)

Problemas en torno al camino real aqueménida entre Susa y Persépolis: rutas y estaciones.

Revista de Historia Antigua **31**, 147-178.

WESTERGAARD, H.M. (1926)

Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis.

Public Roads: Journal of Highway Research **7**, 25-35, U.S. Department of Agriculture.

WESTERGAARD, H.M. (1927)

Theory of Concrete Pavement Design.

Highway Research Board, Part I, Washington DC

WHITE, T.D. (2002)

Contributions of Pavement Structural Layers to Rutting of HMA Pavements. NCHRP 468.

Transportation Research Board, Washington DC

WITCZAK, M.W., KALOUSH, K., PELLINEN, T., EL-BASYOUNY, M., VON QUINTUS, H., AUSTIN, T.X. (2002)

Simple Performance Test for Superpave Mix Design. NCHRP 465.

Transportation Research Board, Washington DC

WU, H. (2001)

Parallel methods for static and dynamic simulation of flexible pavement systems.

Doctoral Dissertation, University of Washington.

ZAMMIT, T. (1928).

Prehistoric cart-tracks in Malta.

Antiquity **2**, 18-25, Cambridge.

Depositada en Zamora

el

dieciocho de diciembre de dos mil quince