



PROYECTO DE FIRMES SEMIRRIGIDOS

POR CARLOS KRAEMER*

Los firmes flexibles tradicionales no pudieron hacer frente al considerable aumento de la intensidad de tráfico pesado y de las cargas por eje que tuvo lugar en las carreteras españolas en los años 60. Las bases granulares, primero de macadam y luego de zahorra artificial, resultaban demasiado deformables bajo la acción canalizada del tráfico pesado y fue preciso introducir lo que entonces se denominaron «bases con cohesión»: a un árido machacado con elevado rozamiento interno se añadía un conglomerante o un ligante, es decir, cemento o betún asfáltico, que aportaba una cohesión permanente y que aumentaba considerablemente la resistencia a la deformación y a la fatiga. Las *bases tratadas*, fundamentalmente grava-cemento y mezclas bituminosas en caliente, pasaron a ser las unidades de obra normalmente empleadas en la construcción de nuevos tramos de carreteras nacionales y de autopistas. La fabricación, puesta en obra y control de la ejecución de estos materiales tuvieron que ser más cuidados con objeto de asegurar la homogeneidad y las propiedades mecánicas buscadas.

A diferencia de los materiales granulares no tratados, la grava-cemento, las mezclas bituminosas y otros materiales estabilizados que empezaron a emplearse con posterioridad, tales como las gravas-escoria o las gravas-cenizas-cemento, resisten la tracción y tienen un módulo elástico o de deformación que puede ser relativamente elevado. De ahí la «rigidización» de los firmes flexibles con bases tratadas y la definición de firme *semirrigido* adoptada en la Norma 6.3 IC. Refuerzo de firmes (1979):

«Firme constituido por una base o subbase tratada con conglomerante hidráulico y pavimento bituminoso. También puede considerarse como semirrigido, un firme con un espesor total de mezclas bituminosas superior a 15 cm. sobre capas granulares no tratadas, siempre que su comportamiento no sea flexible, es decir, cuando resista fundamentalmente por flexión».

Esta definición debe considerarse como provisional, pues no existe aún acuerdo definitivo en el plano internacional. Así, por ejemplo, en Francia los

firmes constituidos por una capa inferior tratada con conglomerantes hidráulicos, generalmente la subbase, con un espesor considerable de mezcla bituminosa sobre ella ($\frac{\text{bit}}{\text{total}} > 1/3$), se denominan firmes mixtos. En España suelen en cambio denominarse así muchos firmes urbanos constituidos por una capa de gran espesor de hormigón pobre de base con un pavimento bituminoso relativamente delgado.

La A.I.P.C.R. define como firme semirrígido al «firme con pavimento bituminoso sobre una capa tratada con un conglomerante hidráulico, la cual tiene un papel estructural determinante».

La rigidez de una capa significa:

1. Un mayor reparto de cargas sobre la capa inferior.
2. La aparición de tracciones en la parte inferior de la capa bajo las cargas del tráfico. Estas tracciones son tanto más importantes cuanto menor es el espesor de la capa tratada, y mayor su rigidez en relación con la de la capa inferior.
3. Un excelente apoyo para capas bituminosas cuya función en la estructura del firme pasa a ser fundamentalmente de protección ante la acción directa del tráfico.
4. Una mayor susceptibilidad a la fisuración debida a deformaciones impedidas de origen térmico. Cuando se emplean conglomerantes hidráulicos aparecen además las fisuras de retracción, que hay que distinguir de las eventuales de fatiga por la acción repetida de las cargas.

Por todo ello, se comprende que los firmes con capas de base y subbase tratadas (Figura 1) sean denominadas cada vez con más frecuencia semirrígidos, pues sus características los sitúan entre los auténticamente flexibles constituidos por bases granulares y pavimentos bituminosos delgados y los rígidos, en que el pavimento es de hormigón.

En términos generales, cuando la intensidad media diaria de los vehículos pesados es superior aproximadamente a 1.000 resulta obligado emplear una base tratada y por tanto un firme semirrígido (o un pavimento de hormigón). Con intensidades inferiores pueden emplearse firmes flexibles con bases granulares, aunque en muchos casos puede resultar con más ventajas técnicas y económicas el empleo de un firme semirrígido. En Francia, por ejemplo, la normalización vigente (catálogo de estructuras nuevas de 1977) contempla siempre firmes semirrígidos o mixtos con I.M.D. de pesados superior a 100. En Gran Bretaña (Road Note 29/1970 y Notes for Guidance on the Specification for Road and Bridge Works-1978), los firmes flexibles se admiten hasta 11 millones de ejes acumulados de 80 kN que

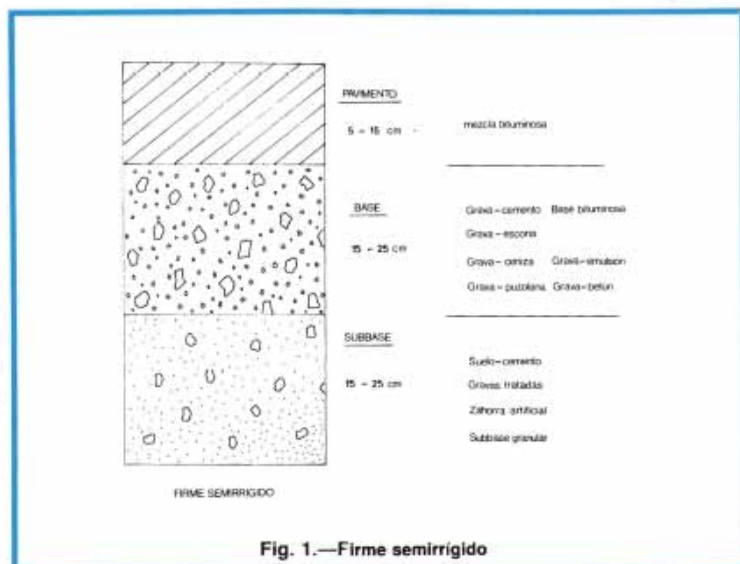


Fig. 1.—Firme semirrígido

equivalen a unos 1.000 vehículos comerciales de tara superior a 15 kN, es decir, incluidos muchos vehículos que en España no se considerarían como pesados (más de cuatro ruedas y carga útil superior a 3 t).

En resumen, con las intensidades actuales de tráfico de mercancías, los firmes semirrígidos deben ser los usuales en las carreteras principales y serán cada vez más empleados en la red secundaria.

En lo que sigue y para limitar de algún modo un tema tan amplio, se consideran fundamentalmente los **firmes semirrígidos con bases tratadas con conglomerantes hidráulicos**, en general con cemento. Hay que tener en cuenta que el elevado coste actual de los ligantes bituminosos ha encarecido relativamente las bases bituminosas y las estructuras de firme totalmente bituminoso («full-depth»), cuyo empleo ha sido además desaconsejado por la O. M. del 4 de diciembre de 1980 sobre reducción del consumo de ligantes bituminosos.

La normativa española vigente

En 1975, la Norma 6.1 I.C. de la Instrucción de Carreteras de la Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales del M.O.P. junto con el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3) definían por primera vez unas secciones tipo a adoptar en función de la categoría del tráfico previsto y de la capacidad de soporte de la explanada. Se fijaban los

espesores de las capas, siempre constituidas por unidades de obra bien definidas en el Pliego respecto a materiales y ejecución. Se consideraban 3 grupos de sección estructurales de firmes flexibles:

A. Con base granular. Las subbases son también granulares y los pavimentos de mezcla bituminosa en un espesor de 5-12 cm. o dobles tratamientos superficiales. Se trata de firmes flexibles propuestos incluso para tráficos medios altos (T2).

B. Con base bituminosa. Las subbases son granulares o de suelo-cemento y los espesores totales de aglomerado llegan a 25 cm. para tráfico pesado (T1).

Son en su mayoría firmes semirrígidos, no sólo por el espesor de mezcla bituminosa, sino porque muchas secciones tienen una subbase estabilizada con cemento.

C. Con base de grava-cemento (Figura 2). Las subbases son de suelo-cemento, zahorra artificial o granulares, aunque por la Circular 287/84 P.I. (D.G.C.) de 12 de noviembre de 1984 han sido prohibidas las subbases no estabilizadas para tráficos T1 y T2. Se trata evidentemente de firmes semirrígidos.

A continuación se comenta la génesis del catálogo en lo referente al grupo C, considerando las condiciones de la época en que fue redactado.

La experiencia española con este tipo de firmes se inició en 1964 con la apertura de la autovía Las Rozas-Villalba, seguida por otras obras de nueva construcción en un proceso continuo al que se sumaron a partir de 1967 las auto-

pistas de peaje. Por tanto, en 1975 sólo se conocía el comportamiento de varias secciones bajo tráfico pesado durante pocos años y no habían aparecido aún fenómenos de fatiga como los que después surgieron en algunos tramos. El espesor de grava-cemento oscilaba entre 15 y 20 cm., considerándose entonces que no era posible asegurar la compactación de una capa de mayor espesor.

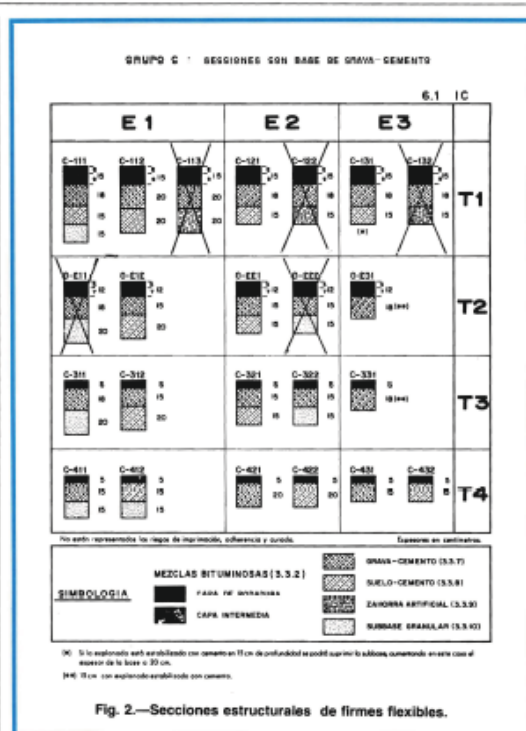
Un primer análisis de tensiones ya indicaba la necesidad de disponer una subbase de suelo-cemento de 15-20 cm., al menos con tráfico pesado, para evitar el agrietamiento por fatiga antes de finalizar el periodo de proyecto. Sin embargo, para tráficos T1 se admitieron finalmente las secciones C-113, C-122 y C-132 (ahora prohibidas) con subbase de zahorra artificial, sancionando así la práctica en algunas autopistas de peaje, que han requerido pocos años después una rehabilitación o refuerzo confirmando los resultados del cálculo.

Para un tráfico T2 se aceptaban las subbases granulares en las secciones C-211 y C-222, o incluso el apoyo directo sobre una explanada E3 de CBR > 20 en el caso de la sección C-231. Estas secciones tampoco son ya admisibles (aunque la última no ha sido aún, prohibida).

Para tráficos ligeros T3 y T4, las bases de grava-cemento no sólo se apoyan en suelos no estabilizados, sino que para los tráficos más ligeros llegan a ser sustituidas por suelo-cemento. No había realmente experiencia con estos tipos de firmes semirígidos, pues para estos niveles de tráfico resultaban más económicos los firmes flexibles.

Respecto al pavimento bituminoso, el criterio adoptado fue impedir o retrasar lo más posible la reflexión de las grietas de retracción y de origen térmico en las carreteras con tráfico pesado y, por ello, arbitrariamente, se fijaron respectivamente en 15 y 12 cm. los espesores del pavimento para los tráficos T1 y T2. En cambio, se admitía la aparición inmediata de las fisuras con tráfico ligero al disponer de 6 y 5 cm. de aglomerado para tráficos T3 y T4 respectivamente, con la hipótesis de que en este caso no se produciría una degradación de los bordes de las fisuras bajo el tráfico.

A las diferentes estructuras se aplicaron varios métodos empíricos de dimensionamiento (AASHTO, Road Note, Shell, The Asphalt Institute, etc.), comprobándose que, en general, eran consideradas sobredimensionadas por la mayoría de ellos. En todo caso se trataba de un primer catálogo de estructuras de firmes cuya validez debía ser refrendada por el comportamiento real bajo tráfico. Se contaba, por tanto, con una evaluación empírica posterior y con un perfeccionamiento progresivo.



Tras la aparición de la Norma, se realizó un análisis de tensiones y deformaciones y un estudio de la fatiga de las diferentes secciones estructurales. Este trabajo se publicó en 1977 (Bibl. 4). Se trata de un estudio teórico sobre modelos de estructuras multicapa, constituidas por materiales elásticos, isotropos y homogéneos, bajo cargas verticales uniformes. Se utilizó el programa CHEV-5L de la Sección de Cálculo Mecanizado de la D. G. de Carreteras, con las habituales hipótesis sobre características de los materiales, contacto entre capas, leyes de fatiga, etc. Además de calcular las máximas deformaciones o tracciones radiales o verticales y detectar la capa crítica de cada estructura, se valoraba la capacidad resistente de las diferentes secciones estructurales para soportar el

tráfico previsto a través de un cierto coeficiente de seguridad (Figura 3). De este modo se ofrecía a los proyectistas una posibilidad de elegir entre secciones técnicamente equivalentes.

Prescindiendo de que algunas hipótesis entonces realizadas serían hoy algo diferentes (como el módulo adoptado para la grava-cemento), el estudio permite una visión global del posible comportamiento de los firmes. Del estudio de los firmes con base de grava-cemento (23 secciones) se deducen, entre otras cosas, que:

1. Estas secciones son en su conjunto más resistentes que las que tienen bases granulares o bituminosas.
2. Las secciones con subbase de suelo-cemento resultan aparentemente sobredimensionadas, dado que ni la

SECCIONES ESTRUCTURALES CON BASE DE GRAVA-CEMENTO (GRUPO C). RESULTADOS DEL CALCULO

SECCION	N° DE CARGA EN EL MODELO	MEZCLA BITUMINOSA			GRAVA-CEMENTO			SUELO-CIMENTO			SUELOZ CIMENTAR O ZAF. ART.					EXPLORACION		CAPA CRITICA	1	CALCULO DE CANTIDAD	
		CAPA EN EL MODELO	A_1 (14%)	N_0 (10%)	C_{100} (10%)	α (10%)	α_{100} (10%)	C_{100} (10%)	α (10%)	α_{100} (10%)	C_{100} (10%)	α (10%)	α_{100} (10%)	C_{100} (10%)	α (10%)	α_{100} (10%)					
C-111	5	1	0.07	100 +	2	5.33	0.33	3	1.81	0.30	4	-0.11	0.12	0.32	5	-0.1	100 +	—	1.25-1.20	S	
C-112	4	1	0.06	100 +	2	4.53	0.28	3	1.44	0.38	—	—	—	—	—	4	-1.8	100 +	—	1.23-1.21	S
C-113	4	1	0.06	100 +	2	7.87	—	—	—	—	3	-0.13	0.13	0.81	4	-2.3	100 +	2	1.39-1.26	C	
C-121	4	1	0.06	100 +	3	6.88	0.30	3	1.60	0.38	—	—	—	—	—	4	-1.8	100 +	—	1.23-1.21	S
C-122	4	1	0.06	100 +	2	7.87	—	—	—	—	3	-0.23	0.19	0.64	4	-2.1	100 +	2	1.21-1.26	C	
C-131	4	1	0.06	100 +	2	0.70	0.38	3	1.17	0.15	—	—	—	—	—	4	-1.8	100 +	—	1.29-1.24	S
C-132	4	1	0.09	100 +	2	0.59	—	—	—	—	3	-0.33	0.21	0.31	4	-1.6	100 +	2	1.29-1.26	C	
C-211	4	1	0.29	100 +	2	7.87	—	—	—	—	3	-0.17	0.15	0.66	4	-3.8	20	2	1.32-1.26	C	
C-212	4	1	0.21	100 +	3	6.12	0.30	3	2.08	0.38	—	—	—	—	—	4	-2.7	100 +	—	1.21-1.26	S
C-221	4	1	0.22	100 +	2	6.51	0.41	3	2.02	0.35	—	—	—	—	—	4	-2.6	100 +	—	1.23-1.26	S
C-222	4	1	0.25	100 +	2	7.89	—	—	—	—	3	-0.38	0.26	0.63	4	-3.7	32	2	1.13-1.27	C	
C-231	3	1	0.36	100 +	2	6.30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	-3.0	20	2	1.13-1.26	C
C-311	4	1	1.30	6	2	5.00	—	—	—	—	3	-0.41	0.58	1.25	4	-8.5	1.2	2	1.23-1.24	C	
C-312	4	1	0.38	100 +	2	7.56	0.47	3	2.74	0.34	—	—	—	—	—	4	-3.5	40	4	1.29-1.25	S
C-321	4	1	0.35	100 +	2	8.10	0.51	3	2.70	0.34	—	—	—	—	—	4	-3.4	44	2	1.35-1.26	S
C-322	4	1	1.25	6	2	4.20	—	—	—	—	3	-0.36	0.63	1.03	4	-7.8	1.6	2	1.55-1.26	C	
C-331	3	1	1.31	5	2	4.32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	-10.8	0.5	2	0.97-1.16	C
C-411	4	1	0.88	15.0	2	6.60	—	—	—	—	3	-0.61	0.84	1.20	4	-13	0.25	2	1.11-1.25	C	
C-412	4	1	0.19	0.1	—	—	—	—	—	—	3	0.78	1.13	1.37	4	14	0.08	2	1.61-1.26	C	
C-421	3	1	0.88	20.0	2	5.16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	-11	0.66	2	1.35-1.41	C
C-422	3	1	3.00	0.1	—	—	—	—	—	—	2	2.07	—	—	—	3	-16	0.08	2	1.29-1.24	C
C-431	3	1	1.13	6.0	2	4.84	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	-10	0.31	2	1.17-1.43	C
C-432	3	1	3.00	0.1	—	—	—	—	—	—	2	1.83	—	—	—	3	-14	0.16	2	1.06-1.30	C

* La capa estabilizada con cemento se toma durante el periodo de proyecto; calculada en caso de no haberse indicado.

Fig. 3.

base de grava-cemento llegaba a fisurarse por fatiga ante las cargas espedradas, ni se producían tensiones o deformaciones importantes en el pavimento o la explanada. **Eran claramente las secciones más ventajosas estructuralmente.**

3. Todas las secciones con base de grava-cemento sobre subbase granular o zahorra artificial se fisuran por fatiga de la grava-cemento antes de la finalización del período de proyecto. Esta fisuración no exige en principio una rehabilitación del firme, pero sí la conveniencia de un refuerzo preventivo al cabo de pocos años. Estos resultados se han confirmado en la práctica y son los que justifican que estas secciones hayan sido recientemente prohibidas.

El dimensionamiento analítico de los firmes semirrígidos

En esencia, el proceso puede resumirse en las siguientes cuatro etapas:

1.ª etapa. El firme queda representado por un **modelo multicapa** simplificado para que el programa de ordenador sea práctico. En la actualidad el mo-

que en España podría ser un par de ruedas gemelas de 65 kN (eje de 13 t), con una presión uniforme de contacto de 0,9 MPa (radio $a = 107,2$ mm. y distancia entre centros $d = 321,6$ mm.).

2.ª etapa. Se calculan las máximas tensiones y deformaciones que pueden dar lugar (por fatiga) a la fisuración o deformación permanente del firme. En el caso de un firme semirrígido es en la cara inferior de la base tratada, o a veces en la cara inferior de la subbase tratada (cuando está completamente adherida a la base), donde suelen aparecer las tracciones críticas.

El pavimento bituminoso no suele tener problemas estructurales cualquiera que sea su espesor por apoyarse en una capa rígida. Sin embargo, las grietas de retracción de la base y las eventuales de fatiga acaban reflejándose en superficie, pues la adherencia entre pavimento y base suele ser elevada; con un gran espesor de aglomerado sólo puede conseguirse un cierto aplazamiento, salvo quizá en climas con pequeñas oscilaciones térmicas. Por ello es necesario replantearse si los pavimentos gruesos actualmente empleados están técnica y económicamente justificados desde este punto de vista.

pesor de la capa infradimensionada, disminuyendo eventualmente los espesores de las capas sobredimensionadas si es posible constructivamente.

4.ª etapa. En realidad, la rotura de un firme es un fenómeno aleatorio debido a las dispersiones en las características de los materiales (particularmente en lo que se refiere a la fatiga) y a la propia ejecución. Así, por ejemplo, si se aplica una tracción σ_6 correspondiente a la rotura a flexo-tracción de una grava-cemento tras 10^6 aplicaciones, en realidad sólo puede asegurarse que existe una probabilidad del 68 % de que el material rompa entre 10^5 y 10^7 aplicaciones (desviación típica de 1 en el logaritmo de aplicaciones de carga). Habrá que limitar el riesgo de rotura, por ejemplo, a un 10 %.

En cuanto a los espesores, es normal en bases tratadas una desviación típica de 3 cm. Así, una base de grava-cemento de 20 cm. tendrá un espesor real que oscilará entre 14 y 26 cm. (con una probabilidad del 95 %).

Por todo ello, y si no se quiere correr un riesgo excesivo de rotura por fatiga precoz, es necesario tener en cuenta estas dispersiones y calcular el **espesor nominal** necesario. Este es un aspecto no considerado en la Norma 6.1 IC, donde se dan en realidad unos **espesores mínimos**, que luego el Pliego PG-3 con sus tolerancias convierte en nominales. En la práctica resultan así estructuras de firme infradimensionadas, en el sentido de que no tienen en general el período de servicio previsto. El refuerzo al cabo de 8-12 años de muchos firmes es una prueba del elevado riesgo implícito en algunas estructuras. En esta perspectiva se comprende que los espesores de 15-20 cm. de grava-cemento del catálogo español sean insuficientes, siendo de 22-25 cm. en el catálogo francés, concebido bajo los supuestos antes mencionados (Figuras 5 y 6).

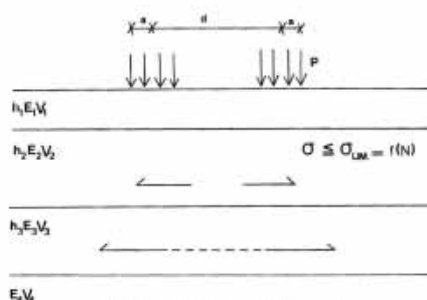


Fig. 4.—Modelo multicapa.

delo más seguido es el de BURMISTER con n capas ilimitadas en planta y de espesor constante H_i (la inferior semiinfinita), constituidas por materiales elásticos, isótropos y homogéneos, definidos por sus módulos de elasticidad E_i y sus coeficientes de Poisson ν_i (Figura 4).

Las diferentes capas pueden estar completamente adheridas (iguales deformaciones radiales en el contacto) o completamente despegadas (equilibrio de tensiones en el contacto). Una situación intermedia requiere una interpolación.

Las cargas de tráfico transmitidas por las ruedas se suponen, en general verticales, de huella circular y presión uniforme. Suele adoptarse una carga tipo,

Las deformaciones unitarias verticales en la explanada bajo las cargas son muy pequeñas debido a la capacidad de reparto tensional de las capas tratadas.

3.ª etapa. El dimensionamiento propiamente dicho consiste en **comprobar** que una cierta sección estructural puede resistir el tráfico previsto en el carril de proyecto durante el período de proyecto sin que las capas establecidas rompan por fatiga. Para ello hay que partir de la ley de fatiga del material considerado, calcular el número de aplicaciones de carga en ejes tipo y comprobar que la tracción límite que puede aplicarse es superior a la obtenida en la segunda etapa. En caso contrario es necesario volver a la etapa inicial y aumentar el es-

Las cargas de tráfico

Al paso de cada eje se producen por flexión unas tracciones en las capas tratadas, cuyos efectos repetidos se van acumulando hasta la eventual rotura por fatiga. Los daños producidos por cada eje (o su contribución al daño total) dependen de la carga aplicada y de la estructura del firme. En el caso de los firmes semirrígidos que estamos considerando, el número de ejes de 130 kN equivalentes a uno de peso P (kN) sería:

$$n = \left(\frac{P}{130} \right)^k$$

habiéndose comprobado que la mayor aproximación a la realidad se consigue tomando $K = 10 - 12$ en lugar del valor $K = 4$ propuesto por la Instrucción de Carreteras. Esto equivale a admitir que las sobrecargas son más agresivas que en un firme flexible y que los ejes inferiores al máximo legal lo son mucho menos. Por ejemplo:

Carga por eje (kN)	N.º de ejes equivalentes de 130 kN	
	6.1 IC ($K = 4$)	$K = 12$
160	2,3	12,1
130	1,0	1,0
100	0,35	0,04
80	0,14	0,003

Si se conoce una distribución media de cargas por eje para los diferentes tipos de vehículos pesados (siluetas) y la distribución media de los vehículos por clases, se puede llegar a definir la agresividad global del tráfico en función del número de ejes de 130 kN equivalentes a un vehículo pesado. Para ello es necesario realizar aforos de pesaje y seguir la evolución, dado que se producen cambios en el parque y en el propio transporte de mercancías (actividad económica).

En la Norma 6.1 IC se supone que, a falta de datos, un vehículo pesado equivale a 0,5 ejes de 130 kN. Sólo recientemente se empieza a conocer la situación real a través de básculas dinámicas. En Francia, en 1976 se consideraba que un vehículo pesado equivalía a 1,3 ejes de 130 kN para firmes semirrígidos nuevos (valor conservador empleado en el catálogo francés) y 0,55 en refuerzos con gravas tratadas con conglomerantes hidráulicos. En 1979 estos valores habían descendido respectivamente a 0,95 y 0,48. Para los firmes flexibles tradicionales o con base bituminosa, incluidos refuerzos, la equivalencia había variado poco y en 1979 era de 0,75-0,80. Estos valores son para carreteras principales (T1 y superior).

El factor de equivalencia de cargas depende de la agresividad del tráfico. Las cargas por eje disminuyen con la intensidad de tráfico y un vehículo pesado puede llegar a equivaler a 0,4 (o menos) ejes de 130 kN en una carretera de tráfico ligero.

Desde hace un par de años, el Laboratorio de Carreteras y Geotecnia (Juan G. Gardeta) realiza, por encargo de la Dirección General de Carreteras, aforos con básculas dinámicas Electromatic en diferentes puntos de la red nacional. Hasta julio de 1985, los factores de equivalencia calculados a partir de los datos obtenidos en 22 estaciones eran:

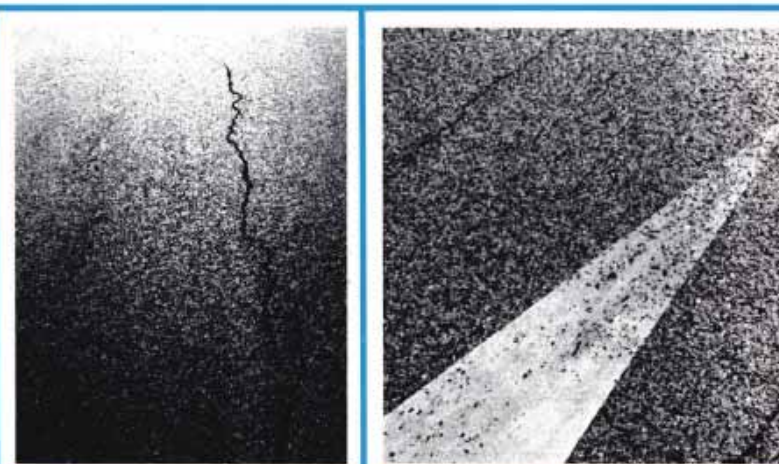


Fig. 5.—Estructura del tipo 1.

	PF ₁	PF ₂	PF ₃
T ₀			
T ₁			
T ₂			
T ₃			

TRAFICO	carril proy. IMDP (año inicial)
T0	750 - 2 000
T1	300 - 750
T2	150 - 300
T3	50 - 150

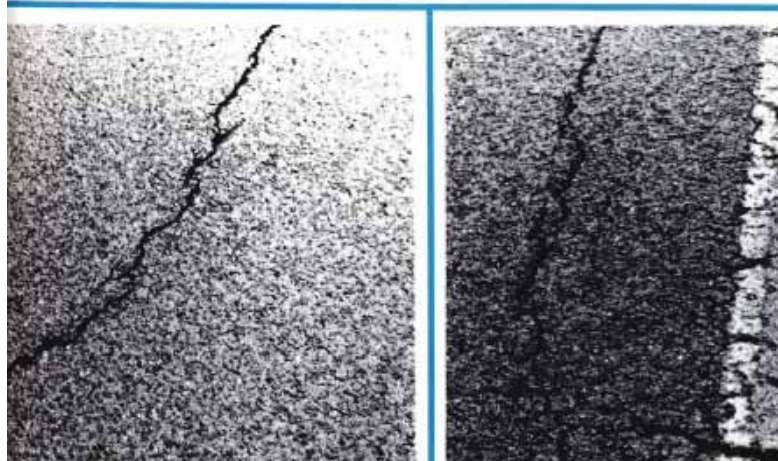


Fig. 6.—Estructura del tipo 12.

	PF ₁	PF ₂	PF ₃
T ₀			
T ₁			
T ₂			
T ₃			

ARENA-CEMENTO (SC)

CLASE D
CLASE C

R_{tracción} (bar) a 90 d

> 7,5
5 - 7,5

Valor	Mínimo	Medio	Máximo
K = 4	0,22	0,49	0,97
K = 8	0,13	0,50	1,58
K = 12	0,11	0,90	4,12

Para el valor K = 4 adoptado en la 6.1 IC y hasta para K = 8, el factor de equivalencia de la Norma coincide con el valor medio calculado. Con K = 12 hay una mayor dispersión y el factor medio llega a ser de 0,9, debido fundamentalmente a los elevados valores obtenidos en 5 estaciones con muchas sobrecargas.

En la situación actual española y en tanto no se disponga de un mayor número de datos y de más estudios suficientemente fiables, sería conveniente incrementar los valores de equivalencia adoptados en el proyecto, por ejemplo:

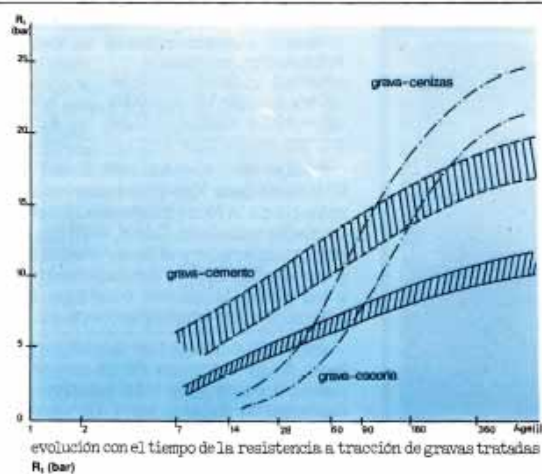
Ejes de 130 kN equivalentes a un vehículo pesado

Categoría de tráfico	Firmes nuevos (6.1 IC)	
	Base de grava-cemento	Base granular y bituminosa
T2, T1 y superior	1,0	0,7
T3	0,7	0,6
T4	0,5	0,5

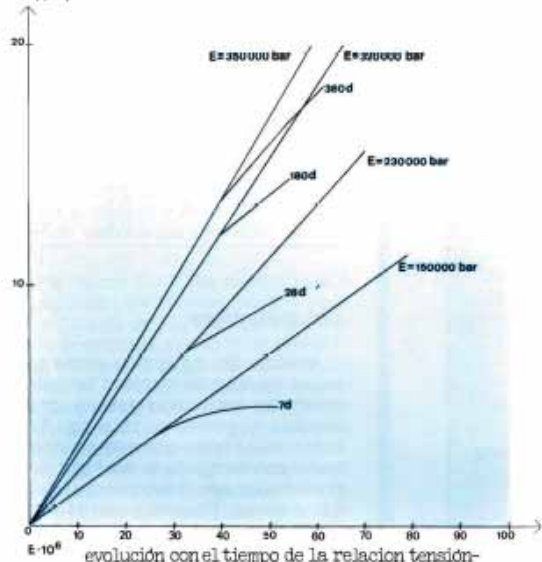
Los materiales

Además de las gravas-cemento, en capas de base se emplean también actualmente las gravas-escoria, gravas-cenizas y gravas-puzolanas. Todos estos materiales granulares estabilizados con conglomerantes hidráulicos o puzolánicos son denominados abreviadamente en Francia «gravas hidráulicas». En este país son los materiales más empleados en bases, no sólo en firmes nuevos, sino en refuerzos, por su capacidad resistente, indeformabilidad, economía y menor consumo de ligantes bituminosos.

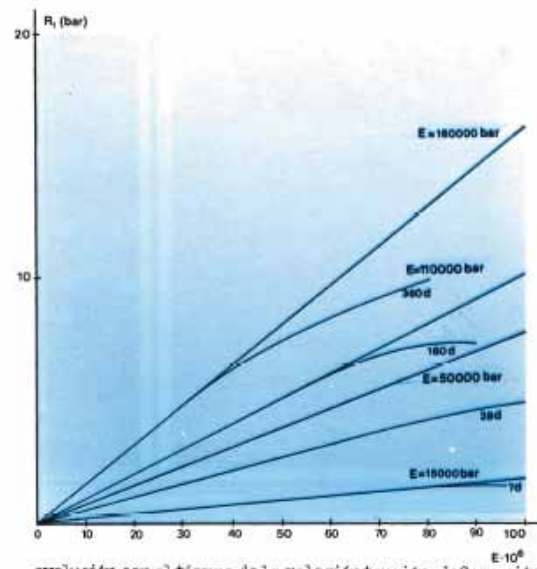
Hay que advertir que en Francia las gravas-cemento empleadas a partir de 1975 incorporan una serie de mejoras respecto a las anteriores, que eran similares a las actuales gravas-cemento españolas (Bibl. 11, 12). Los cambios introducidos influyen favorablemente en la trabajabilidad y puesta en obra, en el proceso de fraguado y en el comportamiento a largo plazo del material. Estas gravas-cemento tienen un endurecimiento más lento y, al igual que las otras «gravas hidráulicas», pueden darse inmediatamente al tráfico, lo que es muy importante en refuerzos. Algunas de las medidas introducidas para conseguir estos efectos son:



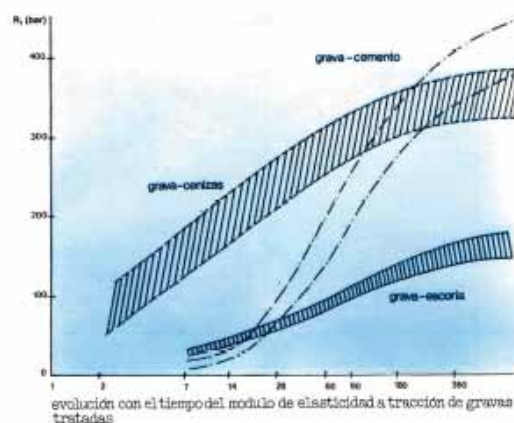
evolución con el tiempo de la resistencia a tracción de gravas tratadas



evolución con el tiempo de la relación tensión-deformación a tracción de una grava-cemento



evolución con el tiempo de la relación tensión-deformación a tracción de una grava-escooria



evolución con el tiempo del módulo de elasticidad a tracción de gravas tratadas

Fig. 7.

- áridos normalizados,
- cementos especiales de carreteras, hasta con un 85 % de escoria granulada y de molienda gruesa,
- retardadores de fraguado,
- plantados de dosificación ponderal.

En la Figura 7 se recogen algunas características mecánicas de estos materiales y su evolución con el tiempo. Para el cálculo se consideran los valores a 90-180 días. Así, por ejemplo, una grava-cemento puede tener a 90 días los siguientes valores:

Módulo de elasticidad $E = 25.000 \text{ N/m}^2$
Resistencia a compresión $R_c = 10 \text{ N/m}^2$
Resistencia a

tracción $RT \approx Rc/10 \approx 1 \text{ N/m}^2$
Resistencia a flexo-tracción $R_F \approx 2RT \approx 2 \text{ N/m}^2$

La ley de fatiga es del tipo:

$$\sigma / \sigma_0 = 1 - a \log N \quad \text{con } a \approx 12$$

siendo N el número de aplicaciones de carga, con fuertes dispersiones (Figura 8) (Bibl. 13).

El suelo-cemento tiene unas características más variables, con $E = 5.000 - 15.000 \text{ N/m}^2$ y $R_T = 0,2 - 0,6 \text{ N/m}^2$.

Por su parte, la explanada suele quedar representada por $E = 10 \text{ CBR N/m}^2$, de acuerdo con la propuesta de los investigadores de Shell, y como máxima deformación vertical admisible puede adoptarse:

$$\epsilon_z = 28.000 \cdot 10^{-6} \text{ N}^{-0,25}$$

Cuando exista una subbase granular o en general dos capas no estabilizadas superpuestas suele adoptarse una relación de módulos E_1/E_2 comprendida entre 2 y 4.

Por último, para las capas superficiales constituidas por materiales bituminosos, hay que tener en cuenta su naturaleza viscoelástica y la dependencia de su módulo de elasticidad de la temperatura y del tiempo de aplicación de las cargas. Abreviadamente, cabe decir que para el cálculo puede adoptarse un valor medio próximo a $E = 6.000 \text{ N/mm}^2$ o inferior si se desean estimar las tensiones en las capas inferiores de forma algo conservadora. Las leyes de fatiga obtenidas

nidas en ensayos a deformación constante son de la forma $\epsilon = AN^{-b}$ con $b = 0,2$.

Refuerzos

La Norma 6.3 IC «Refuerzo de firmes» (1979) también contempla el refuerzo con una base tratada con un conglomerante hidráulico y un pavimento de mezcla bituminosa (Figura 9). Al mantener un mínimo de 12 cm. de aglomerado con 18-20 cm. de grava-cemento para los tráficos más pesados (TR1 y TR2), su aplicación se restringe por razones económicas a refuerzos gruesos de firmes con deflexiones de cálculo $d_{Kc} > 150$. Como además no se permite (PG-3) que la base de grava-cemento sea abierta a la circulación de vehículos pesados antes de los 3 días, estos refuerzos se han aplicado pocas veces. La grava-esoria no presenta estos problemas, pero tiene todavía un empleo restringido a regiones próximas a los centros de producción de escoria granulada (Asturias, País Vasco).

En cambio, en Francia los refuerzos semirrígidos son los más usuales en la red estatal. En una síntesis reciente (Bibl. 14), de un total de 8.630 km. reforzados entre 1960 y 1983, 55,5 % lo habían sido con grava hidráulica y pavimento bituminoso delgado y 44,5 % con mezclas bituminosas (mín. 10 cm.). El comportamiento de los primeros es satisfactorio, con una mayor durabilidad de los refuerzos gruesos construidos después de 1975, año en que se introdujeron las gravas-cemento mejoradas. El plazo medio que transcurre hasta la primera operación de conservación (capa de recubrimiento, pero sin incluir el sellado de fisuras) es de 9 años, que es el valor medio para todos los firmes examinados. La ventaja reside en la eficacia (durabilidad/coste medio ponderado) de los firmes semirrígidos que es la mayor de todos los tipos de refuerzo.

Dado que una longitud considerable de la red autonómica española bajo tráfico medio (TR2/TR3) deberá ser rehabilitada en los próximos años con probable ensanche de calzada y refuerzo grueso, **parece urgente revisar nuestra práctica** tanto en lo referente a los materiales (véase apartado anterior) como a las estructuras de firme.

Fisuración

Las capas tratadas con conglomerantes hidráulicos se fisuran transversalmente de forma natural debido a la retracción impedida en las primeras edades. El proceso es complejo por el número de factores que intervienen y todavía no se ha conseguido dominarlo

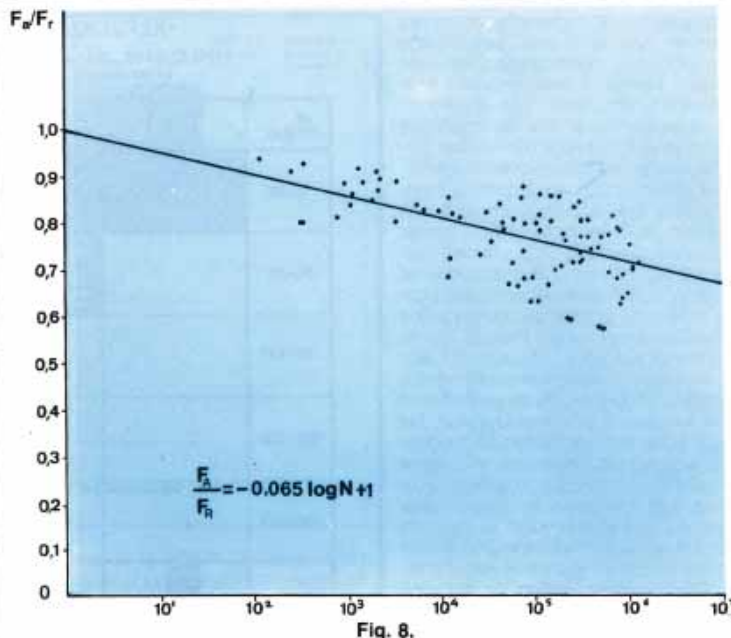


Fig. 8.

suficientemente como para obtener en cada caso la fisuración óptima.

Además de esta fisuración relacionada con las características del material, pueden aparecer fisuras de origen térmico y fisuras de fatiga.

Las fisuras de origen térmico se deben a fuertes variaciones térmicas uniformes impedidas (verano-invierno), y aún más a los gradientes térmicos, en los que influye la cobertura del pavimento. Estas grietas pueden producirse en climas continentales y pavimentos delgados, o ser provocadas por un tráfico pesado de obra durante el período de construcción antes de que la capa tratada se recubra.

La fisuración de fatiga se debe a la aplicación repetida de las cargas de tráfico y no debería producirse en un firme bien proyectado, bien construido y bien conservado. Para ello el material tratado debe tener una suficiente resistencia a flexo-tracción y sobre todo un espesor adecuado, dado que es más fácil reducir las tracciones provocadas por el tráfico con el espesor que aumentar mucho la resistencia del material.

Desde el punto de vista estructural, las fisuras pueden suponer una discontinuidad en la transmisión de cargas, que puede evolucionar por la entrada de finos, agua y la atrición entre los bordes de la grieta. Interesa por tanto que sean finas, con una abertura poco variable y que estén impermeabilizadas superficialmente. Los pavimentos de 12-15 cm. utilizados en España para tráficos relativamente pesados tienen por objeto

—además de servir de rodadura y proteger superficialmente la base— evitar la reflexión de las fisuras a la superficie, o al menos retrasar su aparición hasta el momento en que de todos modos sea necesario extender una nueva capa de rodadura.

Sin embargo, se ha comprobado que, en general y salvo con clima muy favorable, las grietas se propagan a los pocos años. Pero con las técnicas actuales de «punteado» de las grietas mediante limpieza con lanza térmica y sellado con un producto bituminoso (Figura 10), estas fisuras pueden y deben conservarse adecuadamente. En estas condiciones cabe preguntarse sobre la necesidad de un pavimento bituminoso grueso. Este podría reducirse a una capa de un espesor máximo de 8 cm., «punteando» las grietas en campañas periódicas y, con tráfico pesado, extendiendo una nueva capa de rodadura al cabo de unos 10 años (Figura 11). Esta solución es la que se sigue en muchas carreteras francesas con éxito y parece mejor y más económica que la seguida hasta ahora en la mayoría de las carreteras españolas, en las que las grietas no se conservan.

Otra posibilidad en estudio es la de provocar a temprana edad una microfisuración de la base que no origine prácticamente movimientos en las juntas.

Ya se ha indicado que los modelos de cálculo analítico de los firmes semirrígidos suelen suponer capas indefinidas en planta y no consideran por tanto la aparición de fisuras. En realidad, las

tracciones en la parte inferior de las bases no son simétricas, siendo algo superiores las longitudinales lejos de bordes y fisuras, y éstas a su vez análogas a las transversales en la proximidad de las grietas, en que las longitudes se anulan. Por ello los modelos tipo Burmister son generalmente aceptables.

Por último, quizá sea oportuno mencionar que los firmes semirrígidos con bases de grava-cemento, grava-escoria, grava-cenizas-cemento, grava-puzolana-cal, etc., no son los únicos que se fisuran, y que problemas análogos pueden presentar los firmes semirrígidos con base bituminosa. En Francia, un estudio detallado (Bibl. 15) sobre 1 400 km. de firmes bituminosos construidos a partir de 1972 con bases de grava-betún de al menos 10 cm. concluye que los únicos fallos eran de fisuración: longitudinal, en estrella, transversal y a veces en malla. Esta fisuración progresa con el tiempo y la aplicación de cargas hace necesaria una intervención al cabo de unos 3-4 años. Esta observación puede sorprender a los ingenieros españoles, que hasta ahora carecen de estudios análogos de comportamiento de los firmes y que a veces tienden a descalificar a los firmes con bases de grava-cemento, basándose en la fisuración por fatiga precoz de firmes mal dimensionados y/o mal ejecutados. Incluso en estos casos, una auscultación sistemática habría señalado la conveniencia de una conservación preventiva para evitar los daños.

Conclusión

Los firmes semirrígidos con bases de grava-cemento y otras gravas tratadas con conglomerantes hidráulicos o puzolánicos constituyen una solución de gran interés técnico y económico para tráficos medios y pesados, en nuevas carreteras y para refuerzos.

Es conveniente, sin embargo, poner al día nuestras normas y especificaciones y experimentar nuevos materiales y estructuras de firme. Entretanto, y dentro de las prescripciones actuales, se puede, de forma muy resumida:

- Exigir que los espesores de las capas tratadas en la Instrucción de Carreteras sean mínimos, sin tolerancias negativas.
- Emplear subbases de suelo-cemento.
- Emplear cementos con elevadas proporciones de cenizas volantes o puzolanas y un retardador de fraguado.
- Emplear además de grava-cemento, cuando esté justificado técnica y económicamente, bases de grava-escoria y grava-ceniza-cemento, particularmente en áreas próximas a los lugares

-REFUERZO DE FIRMES FLEXIBLES

TIPO C: BASE TRATADA CON CONGLOMERANTE HIDRAULICO Y PAVIMENTO DE MEZCLA BITUMINOSA

6.3.1C

d_{kc}	TR 1	TR 2	TR 3	TR 4
0-50				
50-75				
75-100				
100-125				
125-150				
150-200	CR-15I 12 18			
200-250	CR-15I 12 20	CR-25I 12 18	CR-35I 8 18	
250-300		CR-27I 12 20	CR-37I 8 20	CR-47I 8 15
300+		ESTUDIO ESPECIAL		

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

MEZCLAS BITUMINOSAS (4.7.3.2)

GRAVA-CEMENTO (4.7.3.7) cuando se emplee base de grava-escoria, el espesor de mezcla bituminosa GRAVA-ESCORIA (4.7.3.9) podrá reducirse de 12 a 10 cm. y de 6 a 5 cm.

Fig. 9.—Refuerzo de firmes flexibles.

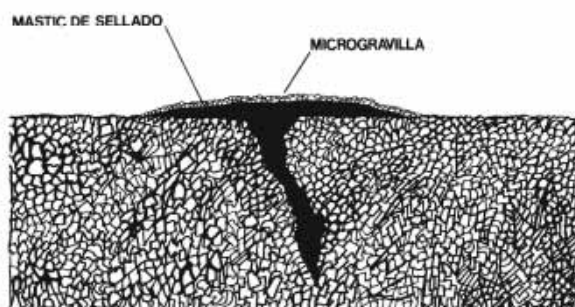
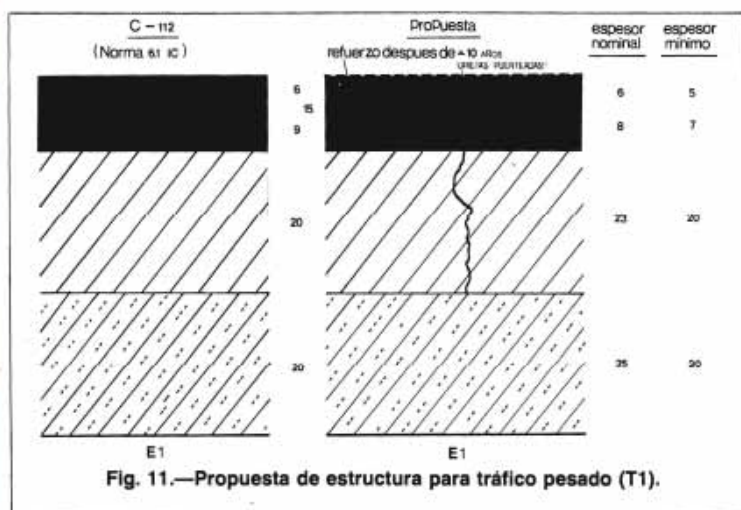


Fig. 10.—Detalle de la grieta tratada.



de producción de escorias granuladas y cenizas volantes.

— Evitar en lo posible las usuales plantas de dosificación volumétrica a favor de las ponderales.

— Extender mezclas homogéneas, con la cantidad de agua precisa, y compactar adecuadamente.

— Curar la capa estabilizada y protegerla cuando sea necesario del tráfico de obra con ejes sobrecargados.

En el próximo Congreso Mundial de

Carreteras de la AIPCR (Bruselas 1987) los Comités Técnicos de carreteras de hormigón y de firmes flexibles han organizado conjuntamente un Seminario para discutir a nivel internacional la problemática de estos firmes, y en el que se analizarán los últimos avances tecnológicos. □

* CARLOS KRAEMER es Catedrático de Caminos y Aeropuertos en la E.T.S. de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

BIBLIOGRAFIA

1. D. G. CARRETERAS. Instrucción de carreteras. Norma 6.1 IC. Firmes Flexibles 1975.
2. D. G. CARRETERAS. Instrucción de carreteras. Norma 6.3 IC. Refuerzo de firmes 1979.
3. D. G. CARRETERAS. Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (PG-3). 1975.
4. KRAEMER, C. MARTINEZ DE ARAGON, A. Análisis de tensiones y deformaciones y estudio de la fatiga de las secciones estructurales de firmes flexibles de la Norma 6.1 IC (1975). D. G. Carreteras MOPU. 1977.
5. PEYRONNE, C. CAROFF, G. Dimensionnement des chaussées. Presses E.N.P.C. 1984.
6. CRONEY, D. The design and performance of road pavements. H.M.S.O. London 1977.
7. MIN EQUIPEMENT. Dir. Routes Catalogue 1977 des structures types de chaussées neuves. Paris 1977.
8. MIN. TRANSPORTS. Dir. Routes. Chaussées neuves à faible trafic. Manuel de conception. L.C.P.C., Paris 1981.
9. DEP. ENVIRONMENT, ROAD RESEARCH LABORATORY. A guide to the structural design of pavements for new roads. Road Note 29. H.M.S.O. London 1970.
10. DEP. TRANSPORT. Notes for guidance on the specification for road and bridge works. Supp. no. 1 H.M.S.O. London 1978.
11. LAB. CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. Les graves-ciment. Bull. de Liaison des L.P.C., Paris 1979.
12. MIN. TRANSPORTS. Dir. Routes. Réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques. Directive. L.C.P.C. Paris 1983.
13. JOFRE, C. Estudio del comportamiento a fatiga de las gravas-cemento utilizadas en España. Inst. Ed. Torroja. Madrid 1980.
14. RASLE, A. BOUZIGUES, J. B. RAY, M. Le bilan permanent du comportement des structures de chaussées. Rev. Gen. Routes et Aerodr. 620-junio 1985.
15. DAUZATS, M. LINDER, R. Méthodologie de suivi des chaussées à couches de base bitumineuses épaisses. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. 130-mars-abril 1984.

