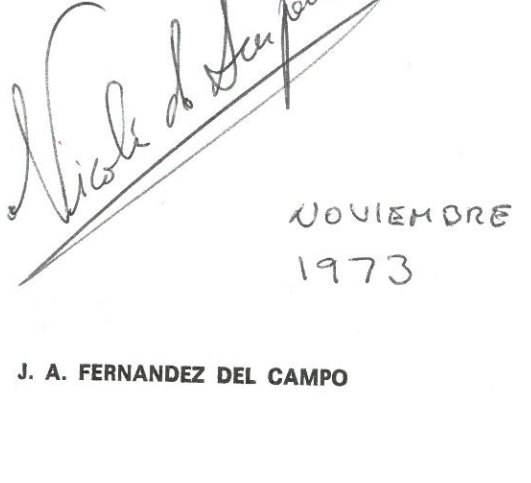
FIRMES DE CARRETERAS

E. BALAGUER CAMPHUIS

J. A. FERNANDEZ DEL CAMPO

APUNTES DE CLASE (E.T.S. I.C.C.P.)

FIRMES DE CARRETERAS



E. BALAGUER CAMPHUIS J. A. FERNANDEZ DEL CAMPO

Editado por los autores.

Depósito legal: M. 34.635-1973
I. S. B. N. 84-400-6.808-5

Gráficas J. San Martín. Norte, 12. Madrid-8

PROLOGO

Desde el año 1968 se han venido preparando unos apuntes correspondientes a las lecciones dadas en la clase de Caminos de 5.° curso en la E. T. S. I. C. C. y P. de Madrid. En el curso 1971-1972 los alumnos reprodujeron en la Escuela una colección, ya bastante completa, de los temas del curso, que el profesor les fue entregando previamente. Por su parte, y previa autorización, la Asociación de Alumnos de la Escuela de Ingeniería Técnica de Obras Públicas editó estos apuntes bajo el título:

«Apuntes de firmes de carreteras» (Madrid, 1972),
por J. A. Fernández del Campo.

El curso 72-73 se corrigieron y ampliaron los apuntes, presentándolos en dos tomos. Como la edición se ha agotado rápidamente, nos hemos decidido a realizar una nueva, bastante modificada y actualizada. Nos seguimos adaptando al programa de la asignatura «Firmes de carreteras y aeropuertos» de 5.° curso, si bien en algunos temas hemos ampliado las materias con objeto de aumentar la utilidad del libro fuera del ámbito académico.

Ha sido nuevamente valiosa la colaboración del Profesor de Prácticas de la asignatura, don José L. Elvira, especialmente en la redacción de la parte relativa a ensayos de laboratorio. También tenemos que agradecer las opiniones, consejos y contribuciones de personas tan destacadas como: Kraemer Heilperno, Valero Alonso, Muñoz Cebrián, Olivares, Ubach, Salinas, Santamaría, Perote, Sahelices, etc.

LOS AUTORES

I GENERALIDADES SOBRE FIRMES

Llamaremos firme de un camino, de una pista de aeropuerto, de una zona de estacionamiento de vehículos, etc., al conjunto de capas de materiales sueltos o tratados con un aglomerado, que descansando sobre el suelo (también llamado explanada) son capaces de transmitirle las cargas del tráfico suficientemente amortiguadas para que ni el suelo ni las capas que lo constituyen se deformen de manera intolerable, y esto, al menos, durante un período aceptable de tiempo y en cualquier condición atmosférica externa.

La función final de un firme es, por tanto, la de soportar la acción de los vehículos proporcionando en todo tiempo una superficie de rodadura cómoda, segura y duradera.

1.1. CONSTITUCION HABITUAL DE UN FIRME

En general, un firme está constituido por un conjunto estratificado de capas, sensiblemente horizontales, que reposan una sobre otra y a su vez la última sobre la explanada, pudiendo existir entre ellas distintos tipos de adherencia y rozamientos que tienen importancia a la hora de considerarlo como una estructura multicapa donde todos sus elementos trabajan en conjunto.

Si los materiales que forman las capas del firme son fácilmente tipificables como elásticos, isotropos, homogéneos, etc. (o bien según otro modelo sencillo, por ejemplo, linealmente viscoelásticos, etcétera), el problema resistente puede resolverse en tensiones y deformaciones utilizando un conjunto de modernas teorías sobre macizos multicapa estratificados. En este sentido, puede hablarse de tensiones admisibles de trabajo en los materiales y de coeficientes de seguridad de cada capa. Naturalmente, para que un firme esté bien proyectado, todas las capas deben tener el mismo coeficiente de seguridad ante la rotura y ante la máxima deformación admisible.

Este último criterio ha venido a sustituir al concepto primitivo que consideraba el espesor total del firme como principal índice de calidad, viéndose ahora que firmes de gran espesor pueden tener algunas de sus capas trabajando en peores condiciones que otros firmes de menor espesor, y por ello, los primeros pueden destruirse antes.

Un factor de gran importancia para el buen funcionamiento de un firme es el de su drenaje o sistema de eliminación rápida del agua superficial y subterránea. Algunas reglas antiguas, hoy inaplicables a ciertas estructuras de carreteras, basan la bondad de un firme en el criterio de que las capas deben tener «rigidez creciente de abajo a arriba y permeabilidad decreciente» hasta llegar a la capa en que se dispongan los elementos de evacuación y drenaje necesarios. Por este motivo, las capas inferiores del firme suelen ser muy permeables y admitir una fácil evacuación de las aguas hacia cunetas o drenes subterráneos. (Véanse secciones tipo de firmes rígidos y flexibles.)

El concepto primitivo de agrupar las capas de un firme dentro de las denominaciones de pavimento, base, sub-base, explanada mejorada y capa anticontaminante está hoy ligeramente sobrepasado, si bien las funciones de cada capa siguen existiendo y teniendo que cumplirse en el conjunto del firme, esto es: resistencia directa a los esfuerzos del tráfico (pavimento), reparto fundamental de presiones verticales (base y sub-base), cimiento uniforme (explanada mejorada), capa filtro ante suelos de mala calidad (capa anticontaminante).

1.2. ACCION DEL TRAFICO

Los vehículos parados o en movimiento se apoyan en la superficie del pavimento mediante los neumáticos de goma. Un neumático en reposo tiene en contacto con el pavimento un área aproximadamente elíptica, con una presión de contacto que no es uniforme, ni exactamente igual a la presión de inflado interior del neumático, ya que la rigidez de la goma y las lonas tiene influencia. Según la presión de inflado y la rigidez de la goma, el reparto de presiones puede presentar distribuciones diversas en el área de contacto (figura 1.1.). En la distribución de la presión sobre el pavimento influyen mucho las características del neumático. En la actualidad, los neumáticos múltiple-radiales son capaces de deformarse ante las solicitaciones, sin presentar zonas de altas tensiones tan acusadas como las indicadas en la figura anterior.

Si el neumático se pone en movimiento la huella cambia de forma, disminuyendo la dimensión mayor según aumenta la velocidad. Además entran en juego las fuerzas dinámicas relativas al impacto, en el que influyen la masa del vehículo, su supensión, la rigidez y presión del neumático y el estado de la superficie de rodadura, las aceleraciones, deceleraciones y la fuerza centrífuga.

De esta forma, la presión vertical media de contacto alcanza muchas veces valores hasta un 80 por 100 mayores a la presión estática prevista. Por ejemplo, en nuestro país la presión máxima admisible en neumáticos es de 9 bares, lo que, independientemente de las características del neumático, que pueden determinar una presión de

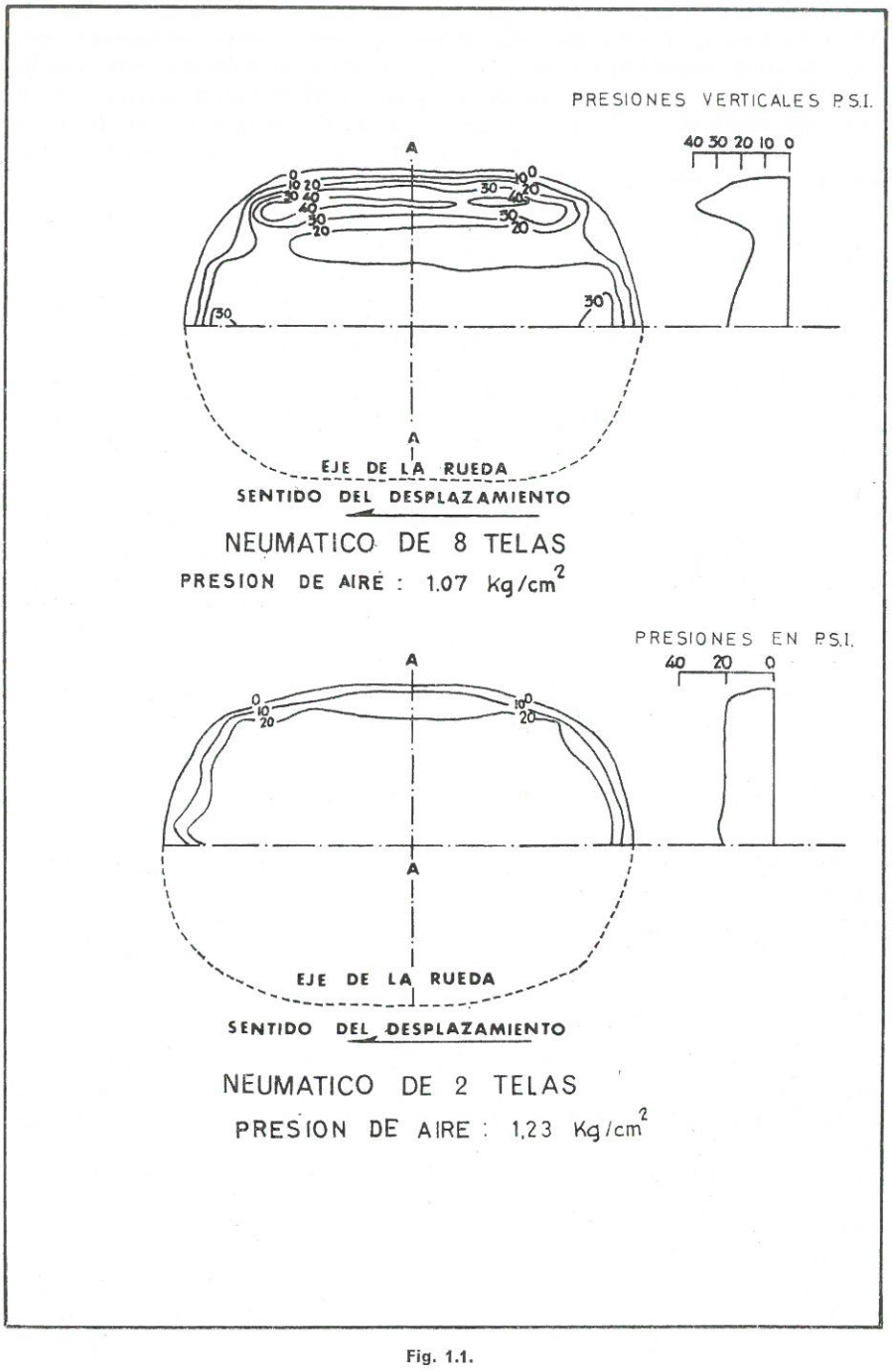

PRESIONES VERTICALES P.S.I.
40 30 20 10 0
A
0
10
20
30
40
EJE DE LA RUEDA
SENTIDO DEL DESPLAZAMIENTO
NEUMATICO DE 8 TELAS
PRESION DE AIRE : 1.07 Kg/cm2
PRESIONES EN P.S.I.
40 20 0
EJE DE LA RUEDA
SENTIDO DEL DESPLAZAMIENTO
NEUMATICO DE 2 TELAS
PRESION DE AIRE : 1,23 Kg/cm2

Fig. 1.1.

contacto diferente, puede traducirse en una carga dinámica vertical 15 ó 16 bares. Aparte de esta carga vertical existen esfuerzos localizados muy importantes de tipo tangencial y succiones, que son los que obligan a construir capas de gran calidad como pavimento, ya que los últimos centímetros del firme son los que deben soportar tanto los esfuerzos indicados anteriormente como las presiones verticales de contacto.

La calidad buscada en los últimos centímetros del pavimento o capa de rodadura suele conseguirse a base de cuidar especialmente las cualidades de los ligantes y los áridos. Una degradación de estos últimos suele llevar como consecuencia a la deteriorización de la textura superficial de la carretera, produciendo un pulimento superficial, en el que descansa, como se sabe, la resistencia al deslizamiento de los neumáticos y, por lo tanto, la seguridad de la rodadura; o bien una degradación general con influencia sobre el confort del usuario. También son esenciales las propiedades sobre adhesividad y consistencia del ligante.

En un punto del interior del firme, un aumento en la velocidad del vehículo se traduce naturalmente, en que el tiempo de aplicación de la solicitación vertical disminuye, lo que tiene una gran importancia cuando los materiales utilizados son parcialmente viscosos. En la figura 1.2. se representa la deformada en un punto del firme al paso de un eje doble de 10 t. En laboratorio, cuando se quiere simular el efecto del tráfico, se trabaja con impulsos de carga que producen un efecto equivalente durante el mismo tiempo.

1.3. ACUMULACION DE EFECTOS

De todas formas, una carretera no se «rompe violentamente» como otras estructuras ante una carga excepcional, sino que se deteriora lentamente por la acumulación de los efectos de las cargas del tráfico, notablemente inferiores a la carga de rotura. Este deterioro se manifiesta, bien por una deformación demasiado grande para que la rodadura sea cómoda y segura, o bien, por un agrietamiento debido a una fatiga general de los materiales. El primer problema que se nos presenta cuando queremos estudiar la vida de un firme de carretera es el de fijar unos criterios para definir el grado de deterioro admisible (deformación máxima y/o agrietamiento), y solamente cuando lo hayamos hecho podemos hablar del número de aplicaciones de carga tolerables o tiempo previsible de la vida del firme. Por ello, también es difícil poder caracterizar los materiales en laboratorio con un solo ensayo de rotura, tensión, deformación, etc., tal como se hace para algunas estructuras en las que se puede hablar de resistencias o tracción, flexotracción, módulos de deformación, etc. En la actualidad, para paliar este problema existe la tendencia universal a caracterizar los materiales usados en los firmes de carre-

FORMA DEL IMPULSO SOBRE UN FIRME DE LA C.N. II

Velocidad de un camión: 20 Km/h

Carga eje trasero: 10 T

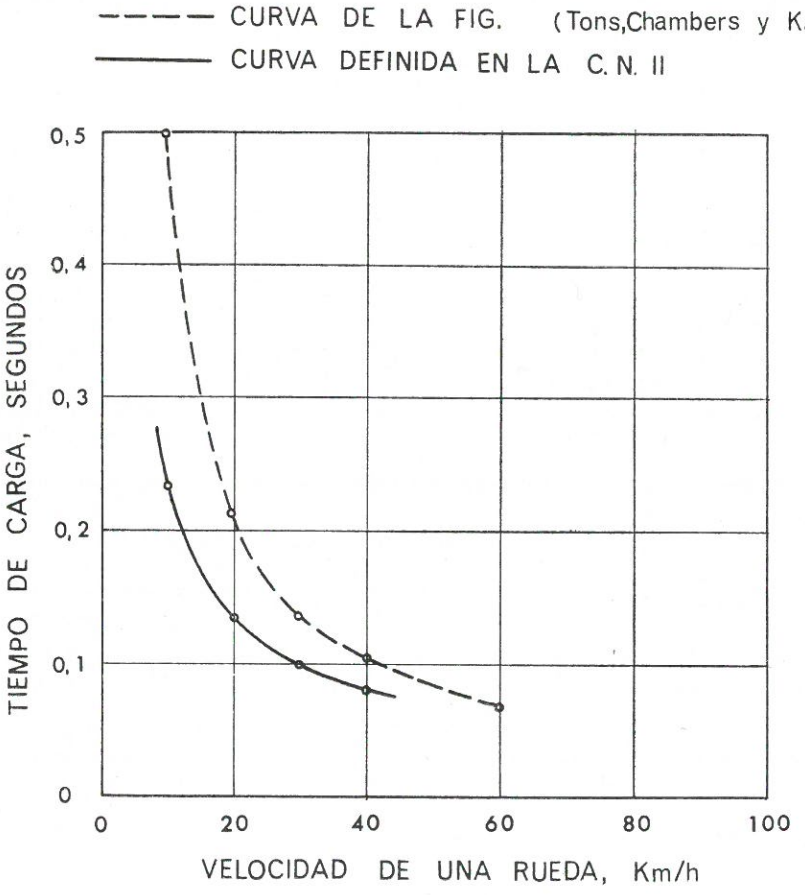


Fig. 1.2.

tera mediante ensayos de cargas repetidas, que determinan las relaciones entre las solicitaciones aplicadas, de magnitud conocida, y el número máximo de las mismas que produce una deformación o una fisuración intolerable. Respecto a la fisuración, sucede, sin embargo, que existen firmes agrietados que pueden seguir prestando servicio al usuario sin que éste aprecie, apenas, molestias (Figuras 1.3. y 1.4.).

1.4. EL SUELO COMO CIMIENTO DEL FIRME

El suelo es el cimiento natural de los firmes de carretera. En la terminología habitual se le suele llamar «explanada». A la explanada deben llegar las presiones debidas al tráfico muy disminuidas, de manera que la acumulación de efectos no produzca roturas ni deformaciones excesivas. En este sentido es también fundamental conocer el comportamiento del suelo ante solicitaciones repetidas y determinar la variación de sus módulos de deformación al cabo de n aplicaciones de carga, así como sus características esenciales de volumen de huecos, formación de finos debidos a pequeñas degradaciones, tixotropía, etc. En este sentido se trabaja en la actualidad en numerosos laboratorios y centros de ensayo.

Hay que tener también presente que las tensiones que llegan a la explanada son función de la rigidez de las capas superiores del firme y que esta rigidez no es constante, ya que los materiales que lo constituyen no son generalmente elásticos y sus propiedades son función del tiempo de aplicación de la carga, de la temperatura, o bien, en otros casos, del grado de humedad de los mismos. Por todo ello, las tensiones que llegan a la explanada varían constantemente durante la vida del firme, y esto hay que tenerlo en cuenta a la hora de proyectar el mismo y de definir los materiales que lo constituyen.

En cuanto al propio suelo que constituye la explanada, sus características resistentes dependen de la naturaleza, de las partículas más finas, que son las que influyen en la plasticidad y tixotropía; de la forma de sus granos, ya que la evolución de resistencia es diferente si éstos son angulosos o redondeados; de la humedad que contenga, que ante suelos de grano fino tiene especialmente una gran importancia; del grado de compactación o índice de huecos y del grado de confinamiento a que se encuentra sometido dentro del conjunto estructural de la carretera.

Por último, la historia del suelo o el número de aplicaciones de carga a que se ha visto sometido determinan una variación en sus propiedades iniciales. Así, hay suelos cuya resistencia aumenta al aumentar el número de aplicaciones de carga y otros que se comportan de manera opuesta.

En los últimos años, para caracterizar la capacidad portante del

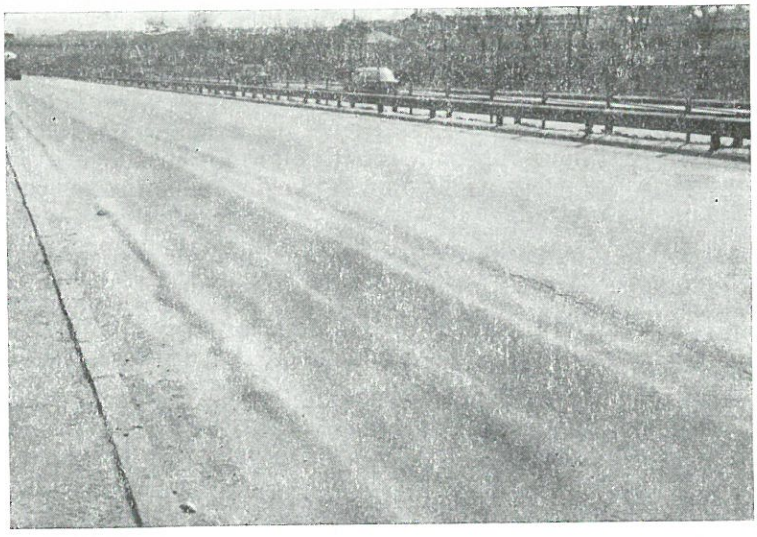


Fig. 1.3.

Deformación acusada en forma de «roderas» en un firme de carretera.

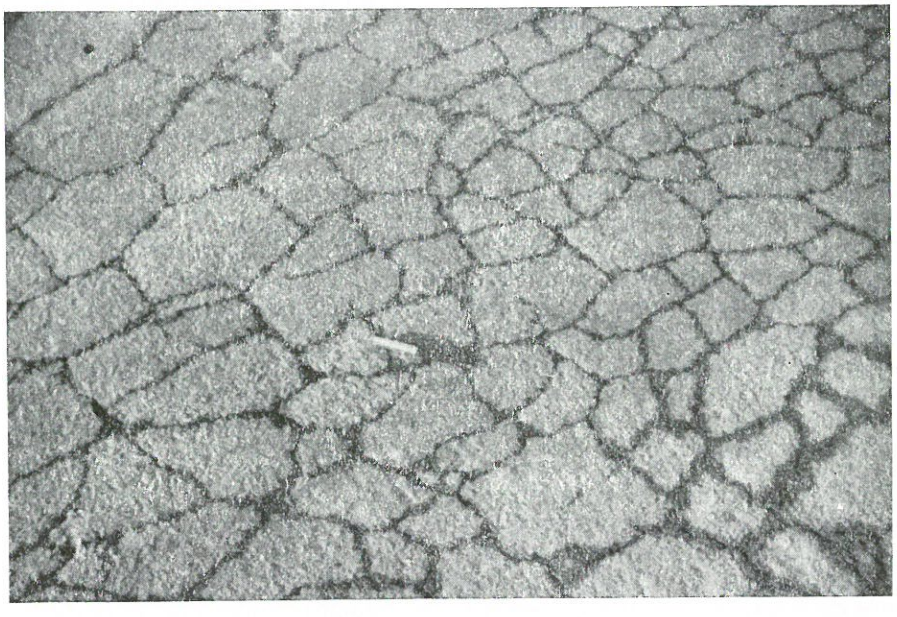


Fig. 1.4.

Firme agrietado en «piel de cocodrilo».

suelo como cimiento del firme de la carretera, se han venido usando una serie de ensayos de fundamento tanto empírico como racional, que de manera sólo parcialmente satisfactoria cumplen su cometido. De entre ellos hay que destacar:

— El CRB (índice portante de California) basado en la resistencia del suelo a la penetración de un pistón en condiciones normalizadas.

— Los ensayos de carga con placa, que son capaces de definir módulos de deformación o compresibilidad.

— Los ensayos triaxiales de laboratorios normales o especialmente modificados para explanada de carreteras.

— La propia composición y características del suelo, tal como la clasificación de Casagrande, HRB, Indice de Grupo, etc.

1.5. EL FIRME Y SU FUNCION RESISTENTE

El firme, como debe soportar mayores tensiones, está constituido por materiales, tratados o no tratados con ligantes, pero siempre de calidad seleccionada. Esta calidad se refiere a su composición granulométrica, su contenido en finos y la calidad de éstos, etc. Todo ello se suele traducir en una buena resistencia a las cargas y en una escasa sensibilidad ante los efectos del agua. Cuando las presiones que se deben soportar son muy fuertes, como sucede en las capas superiores, es habitual emplear materiales que tengan en gran proporción aristas vivas y sean angulosos, lo que redunda en elevado rozamiento interno. Naturalmente, estas aristas vivas, con la acción combinada del tráfico y los agentes exteriores, se van perdiendo, y así existe una evolución de los materiales paralela al tiempo de servicio y a las aplicaciones de carga soportadas. En este sentido, se ha visto en laboratorio que, ante cargas repetidas, la disminución de la resistencia de los materiales angulosos es mayor que las de los materiales de forma redondeada. También es importante el tamaño máximo del árido y su composición granulométrica a la hora de estudiar la transmisión de cargas y, asimismo, la proporción de los finos y su naturaleza, que suele ajustarse entre límites relativamente estrictos y que se altera al degradarse las partículas gruesas por efecto del tráfico o por otras causas.

En los firmes de hormigón hidráulico, la enorme rigidez proporcionada por el cemento hace que las causas del deterioro sean mucho más concretas, ya que el comportamiento del hormigón es mucho más conocido y simple que el de los materiales sueltos o ligados con materiales bituminosos. En este caso, aparte de los conocidos fenómenos de retracción, y problemas típicos en las juntas de las losas, hay que tener presente las tracciones producidas por los esfuerzos

térmicos y del tráfico superpuestos, los esfuerzos de abrasión en superficie, y los problemas de un apoyo incorrecto de las losas sobre el cimiento.

En los firmes flexibles, el agrietamiento por fatiga se produce por acumulación de esfuerzos de tracción, sobre materiales que por una vez tienen módulos de deformación variables con el tipo de solicitación y con las condiciones exteriores. La deformación plástica se debe a densificaciones, degradaciones de la estructura interna o movimientos indeseables de la masa de los materiales. Algunos materiales que resisten muy bien en condiciones normales pueden deteriorarse rápidamente, al cambiar éstas (por ejemplo, los materiales bituminosos al aumentar con la temperatura), por lo que hay que estudiar siempre detenidamente las condiciones propias de cada firme y las circunstancias locales.

1.6. CAPAS DE UN FIRME FLEXIBLE Y FUNCION DE LAS MISMAS

Durante años se ha aplicado a las capas de los firmes flexibles una regla empírica, según la cual, al aumentar la profundidad, las capas iban estando constituidas por materiales menos resistentes pero más permeables, hasta la capa de mayor permeabilidad, que, unida a drenes profundos o a cunetas, servía para drenar todo el firme.

Con el empleo de capas de materiales estabilizados con cemento, cal, betún, etc., se ha faltado a la regla anterior, tanto desde el punto de vista de la resistencia como desde el punto de vista de la permeabilidad. De esta forma se construyeron con frecuencia estructuras multicapa de carreteras, en las que las capas superiores son menos rígidas que otras situadas debajo, tal sucede con la base de grava—cemento, hormigón pobre, etc.—. La forma de resistir estas estructuras multicapa difiere esencialmente de lo que se consideraba esquema típico resistente de los firmes flexibles, esto es, proporcionalidad entre presión transmitida y resistencia admisible en un punto.

De todas formas, vamos, por orden decreciente, a enumerar las capas tradicionales que pueden considerarse en un firme flexible y definir su función típica.

1.ª **Capa de rodadura (o de superficie)**

Está constituida por los últimos centímetros del pavimento. Debe resistir **las presiones verticales** de contacto aplicadas por los neumáticos (que pueden llegar teniendo en cuenta los impactos a valer 15 bares); **las tensiones tangenciales** de frenado, o las existentes en las curvas, zonas de aceleración, etc.; **las succiones** debidas al com-

portamiento de los neumáticos, etc. La calidad de los materiales que constituyen la capa de rodadura debe estar en consonancia con la gran importancia de las solicitaciones a que se ve sometida.

La seguridad a la rodadura de los vehículos debe proporcionarla la capa de rodadura mediante una textura que asegure una buena resistencia al deslizamiento de los neumáticos. Como es sabido, la resistencia al deslizamiento de los neumáticos se compone de dos sumandos:

— Rozamiento por adherencia debido a las interacciones moleculares que se producen en el área real de contacto entre el neumático y el pavimento.

— Rozamiento por histeresis producido por las pérdidas de energía elástica por efecto de las irregularidades de la superficie que obligan al caucho a deformarse. Sólo en casos particulares se pueden separar los dos componentes del rozamiento neumático-pavimento, ya que ambos son manifestaciones del mismo proceso de disipación de energía.

Dos variables fundamentales en el deslizamiento son la velocidad del vehículo y la textura superficial de la carretera.

Se pueden distinguir cuatro texturas superficiales (Figura 1.5.): lisa, áspera, rugosa-lisa y rugosa-áspera. Existe otra terminología utilizada por algunos autores: macrorrugosidad y microrrugosidad.

La importancia del tipo de textura superficial sobre la resistencia al deslizamiento se puede ver en la figura 1.6., en la que se da la variación en función de la velocidad del coeficiente de rozamiento longitudinal (rueda bloqueada) de un neumático liso. En esta figura se ve que las superficies de tipo B y D (microrrugosas o ásperas) presentan un coeficiente de rozamiento elevado a 50 ó 60 Km/h.

Las superficies del tipo A y C (no microrrugosas) presentan bajos coeficientes de rozamiento. La disminución posterior del rozamiento con el aumento de velocidad dependen de la macrorrugosidad tal como se indica en la figura 1.6.

La textura lisa corresponde a una superficie uniforme y pulida. La textura áspera corresponde a una textura con pequeñas y abundantes irregularidades del orden de 1 mm., son las texturas llamadas de papel de lija. La textura rugosa corresponde a unas grandes irregularidades superficiales (del orden de 3 a 10 mm., o más) y en general se debe a la

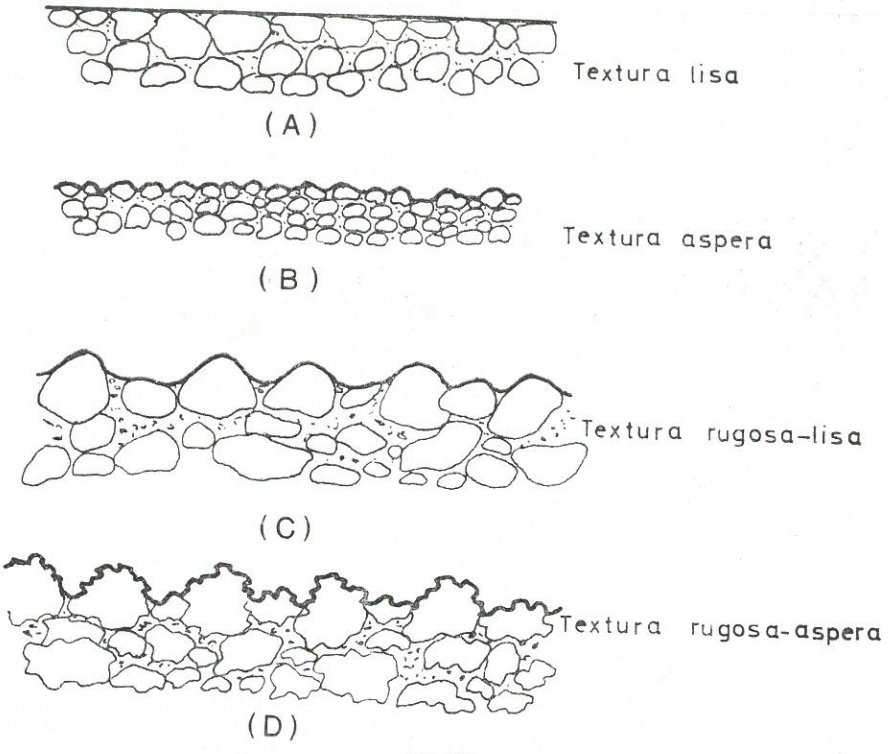


Fig. 1.5.

ROZAMIENTO EN DISTINTAS SUPERFICIES

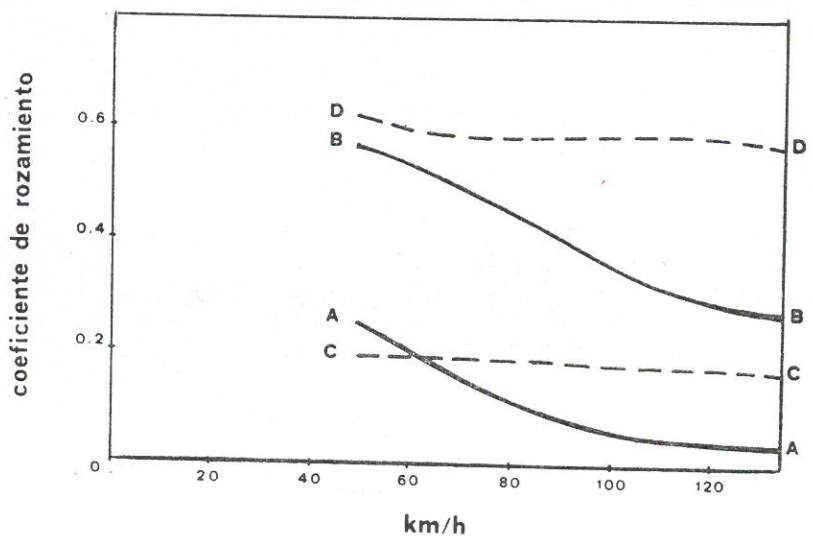


Fig. 1.6.

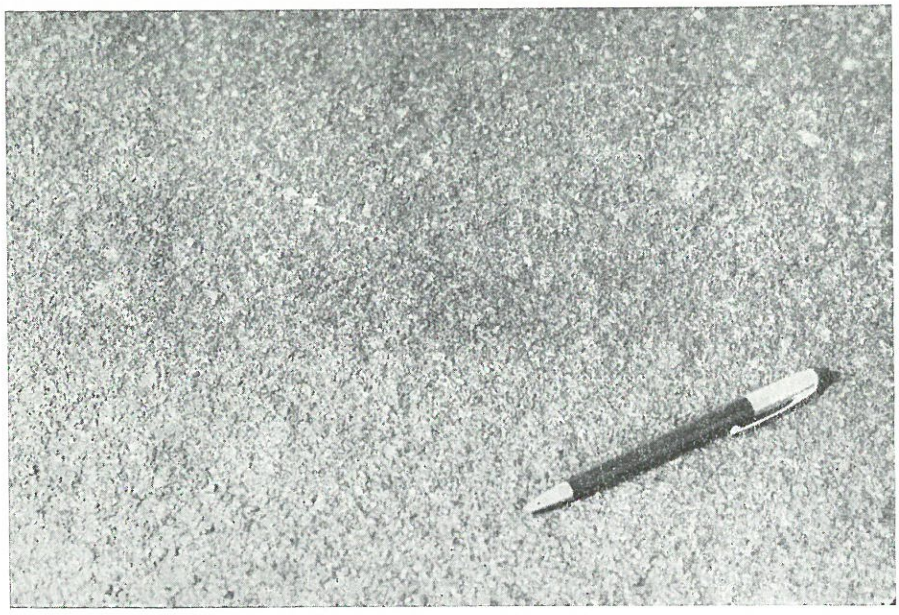


Fig. 1.7.A.

Detalle de la microtextura superficial de mortero fino bituminoso.

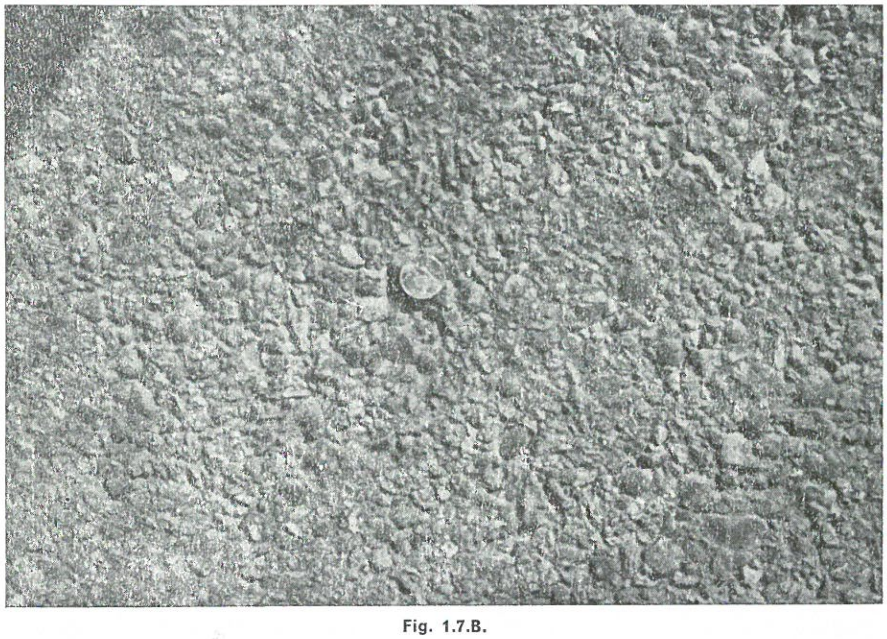


Fig. 1.7.B.

Detalle de la macrotextura superficial de una mezcla bituminosa gruesa, desgastada después de diez años de tráfico.

existencia de gravillas de tamaños apreciables en la superficie de rodadura. Cuando estas gravillas son blandas y se pulen tendremos una textura rugosa-lisa, y en el caso de que se superpongan las pequeñas irregularidades y las grandes, caso de áridos muy duros, de morteros con gravillas incrustadas, tendremos la textura llamada rugosa-áspera.

En las capas de rodadura, además de los fenómenos de pulido, se han observado numerosas veces fenómenos de deformaciones plásticas con formación de roderas transversales y ondulaciones longitudinales, debidas a un deficiente rozamiento interno. También son frecuentes las degradaciones debidas a falta de cohesión o abrasiones, impactos, acción del agua sobre los ligantes, etc.

Aunque existen aún carreteras cuyo firme de tipo granular o estabilizado no dispone de capa especial para la rodadura, en la mayor parte de los firmes de calidad, la capa de rodadura está constituida por aglomerados bituminosos o por tratamientos superficiales con riegos, lechadas o morteros bituminosos.

2.ª **Capa intermedia (o de binder).**

Está inmediatamente debajo de la de rodadura, y junto con ella suele formar lo que en España se llama pavimento.

Sirve para dejar una superficie bien nivelada y uniforme, sobre la que se pueda extender con espesor constante la capa de rodadura. Colabora con ésta a transmitir a la base los esfuerzos del tráfico convenientemente atenuados y en especial los que no sean verticales, que prácticamente no deben llegar a las bases.

Trabaja conjuntamente en la mayor parte de los casos con la capa de rodadura en las flexiones, debidas al peso de las ruedas de los vehículos.

Por todo lo anterior, la calidad de los materiales de la capa intermedia no puede descuidarse.

Aunque no existe siempre esta capa, cuando se proyecta suelen emplearse mezclas o aglomerados bituminosos.

3.ª **Capa o capas de base.**

Constituye el principal elemento portante de la estructura del firme o, lo que es lo mismo, el que debe absorber

en mayor proporción las cargas verticales transmitidas por el tráfico. En esta acción de repartir las cargas sobre el cimiento también colaboran, como es lógico, en mayor o menor medida, según las rigideces relativas, las capas del pavimento. De tal manera, que cuando se usan bases muy rígidas, como por ejemplo las de grava-cemento, en ellas descansa casi toda la labor resistente del firme, y, por el contrario, cuando las bases son deformables, es el pavimento, trabajando al límite de su posibilidades y resistiendo tracciones por flexión, el que más debe repartir las cargas. Como se ha dicho antes, el proyecto correcto exige un trabajo armónico y conjunto de todas las capas.

Los tipos de base más frecuentemente utilizados son:

— **Granulares:** Tipo macadam y tipo granulometría continua.

— **Granulares estabilizadas:** Suelo-cemento, grava-cemento, grava-emulsión, grava-escoria, etc.

— **Bituminosas:** Formadas por aglomerados bituminosos en caliente o en frío.

— **Especiales:** Escorias de alto horno, detritus industriales, etc.

4.ª Capa o capas de sub-base.

Realmente se trata de una base de peor calidad, ya que al estar más alejada de las cargas del tráfico, éstas le llegan más atenuadas. En muchos casos se ha atribuido también a la sub-base una función drenante, en particular cuando las capas inferiores son poco permeables. Sin embargo, esto no debe ser considerado como general, e incluso en algunos casos, el que la sub-base sea muy permeable puede ser perjudicial para el firme por su capacidad de almacenar agua.

Cuando la sub-base tenga función drenante, hay que estudiar sistemas rígidos y eficaces de evacuación de agua, para que en ningún momento el movimiento del agua se produzca al revés del previsto, esto es (exterior-firme, en lugar de firme al exterior). Al ser el grado de confinamiento mayor en los materiales de sub-base que en los de base, se admite que éstos no sean de machaqueo, aunque sí se les exige buena granulometría, escasa plasticidad y dureza suficiente para no degradarse.

5.ª **Explanada mejorada.**

Esta capa no se considera en muchos casos como perteneciente al firme, sino como de la explanación. Sin embargo, su función es muy importante respecto de aquél. Se trata con la explanada mejorada de conseguir un cimiento lo más uniforme posible, desde el punto de vista de capacidad portante, permeabilidad, etc. Los materiales que se emplean son suelos locales de características controladas.

Al conseguir un cimiento de características uniformes, al menos en tramo de carretera de longitud apreciable, los espesores de las capas superiores pueden ser constantes en cada uno de ellos, lo que es muy conveniente desde el punto de vista constructivo, económico y de proyecto. El caso contrario implicaría un constante cambio en los espesores del firme, según las características locales de la explanada natural.

6.ª **Capas auxiliares y ocasionales.**

a) **Capas anticontaminantes:** Cuando la explanada natural está formada por suelos de muy mala calidad se recurre a interponer una capa de material filtro, que evite las posibles contaminaciones de las capas del firme con los suelos antedichos. Son capas arenosas, cuyos materiales cumplen, respecto al suelo natural, las condiciones de filtro de Terzaghi.

b) **Membranas y capas impermeables:** En ocasiones, cuando se ha querido aislar rigurosamente la explanada de la carretera, del firme, se han construido membranas interpuestas. Las más usadas han sido las asfálticas, bien hechas «in situ», bien de tipo láminas prefabricadas. También se han usado a veces telas continuas de materiales plásticos sobre turbas, arcillas u otros suelos de muy mala calidad.

c) **Capas estabilizadas:** En otras ocasiones, y en climas lluviosos, se ha recurrido a estabilizar con algún aditivo (cemento, betún, etc.) los últimos centímetros de la coronación de la explanación, para protegerla y para permitr el paso de algún tráfico de la obra.

d) **Capas anti-hielo:** En los climas con temperaturas inferiores a 0° C durante largos períodos de tiempo, pueden helarse las capas de los firmes y la explanada. Si el suelo de la explanada es de calidad tal que pueda almacenar gran cantidad de agua al helarse, entumeciéndose peligrosamen-

te, hay que recurrir a interponer entre él y el firme capas granulares de calidad tal que el hielo y deshielo no influya sobre sus características portantes. Este problema, que apenas existe en España, obliga en muchos países a proyectar capas de materiales no sensibles a la helada, de grandes espesores y que, lógicamente, también colaboran a la resistencia total de toda la estructura del firme, ya que la «insensibilidad a la helada» implica un cierto grado de calidad en los materiales.

También se han usado modernamente con el mismo fin capas aislantes e impermeables, de materiales plásticos y bituminosos.

Aparte de los firmes-tipo compuestos por todas o por parte de las capas indicadas anteriormente, existen, hoy día, estructuras de carretera que responden a principios diferentes. Hay que citar, por ejemplo, las secciones totalmente asfálticas, en las que una gran capa de mezcla bituminosa cerrada (20-30 cm.) se asienta sobre la explanada mejorada o sobre una capa de sub-base directamente. También existen secciones constituidas en gran parte por gravas estabilizadas con cemento, cal, escorias, etc.

1.7. CAPAS DE UN FIRME RIGIDO Y FUNCION DE LAS MISMAS

Se suele denominar firme rígido aquel que está constituido por una capa de hormigón hidráulico de buena calidad y homogeneidad, subdividida la mayor parte de las veces por juntas, y que se asienta sobre un conjunto de capas que, aunque reciben tensiones muy pequeñas, deben tener calidad suficiente, debido a otra serie de razones tales como la posibilidad de surgencias y arrastres que pudieran dejar las losas descalzas.

En la actualidad se prescribe la necesidad de usar capas de explanada mejorada de calidades análogas a las de los firmes flexibles, y cuya misión, de crear un cimiento uniforme, es idéntica. En los países fríos y con espesores suficientes se les encomienda a estas capas el preservar de los efectos de la helada a los suelos naturales.

Hasta hace pocos años, en los firmes rígidos, las bases, llamadas también sub-bases, estaban formadas exclusivamente por materiales granulares locales. Las condiciones granulométricas eran muy amplias y solamente se limitaban las condiciones plásticas de los finos, con vistas a impedir la surgencia o expulsión por el tráfico de las partículas finas del suelo en suspensión de agua, a lo largo de los bordes y las juntas del pavimento. A causa de las surgencia, las losas quedaban descalzas en las zonas críticas; juntas, bordes, etc...

Ante estos problemas y el aumento de las cargas se estima actualmente que es necesario dotar a los materiales de las bases de una mayor cohesión e insensibilidad al agua. A tal fin, en algunos países se utilizan materiales estabilizados con cemento; suelo-cemento, grava-cemento, hormigón-pobre, etc...; en otros países se prefieren bases bituminosas de escaso espesor (8 ó 10 cm.), que parecen más flexibles que las anteriores. El espesor de la capa de base suele fijarse por consideraciones constructivas y no suele ser mayor de 15 centímetros.

El pavimento de hormigón debe estar constituido por materiales de una gran uniformidad, y los espesores normales son de 20 á 30 centímetros, en el caso tradicional de hormigones en masa, y con juntas, cada 5 ó 6 metros. Estos espesores se disminuyen cuando el hormigón es total o parcialmente armado, hasta 20 ó 22 cm., con juntas mucho más separadas o incluso inexistentes; y todavía es menor en los firmes de hormigón pretensado (10-15 mm.), aunque éstos sólo se han construido de manera experimental.

1.8. EL DRENAJE

Los conceptos básicos sobre el drenaje de los firmes se consideran anteriormente conocidos y estudiados con profundidad. Sin embargo, dada la gran importancia que esta cuestión tiene en la durabilidad de la estructura del firme, y consecuencia de la necesidad de tenerlo presente en el proyecto, construcción y en las operaciones de conservación, se van a resumir aquí unos esquemas elementales sobre drenaje.

Los efectos del agua sobre las propiedades de los materiales son bien conocidos, y los más importantes son los siguientes:

a) Variación de las propiedades resistentes de los suelos, especialmente acusada en los de grano fino (arcillas y limos).

Este efecto puede traducirse en una falta de capacidad portante en las capas inferiores, o en la inestabilidad de los taludes, cunetas, etcétera...

b) Fenómenos de entumecimiento general o diferencial en los suelos expansivos.

c) Degradación por degeneración o sulubilización de ciertos materiales pétreos o de suelos (yesos, granitos, etc...).

d) Contribución a algunos fenómenos especiales tales como el «efecto helada» en algunos climas y suelos, o los de «surgencia» y arrastre bajo ciertas estructuras, especialmente en los firmes de hormigón.

e) Erosiones superficiales sobre taludes y calzada, cuando el agua es superficial y libre.

f) Influencia en algunos materiales tratados, sobre su cohesión y adherencia. El caso más importante son los fenómenos de «desplazamiento» de algunos ligantes bituminosos de la superficie de los áridos.

El agua que se trata de drenar puede ser superficial o profunda.

Los sistemas de drenaje superficial se basan en un estudio previo sobre los caudales a desaguar a partir de un análisis adecuado de pluviometría, coeficientes de escorrentía, caracterización de los cursos de agua permanentes, etc. En este estudio tiene especial importancia la permeabilidad de las capas superficiales del firme. De una manera muy general, la superficie del pavimento tiene una permeabilidad, determinada en cada caso, y la eliminación del agua se debe a la existencia de un bombeo transversal, y a una textura típica. Una proporción mayor o menor de agua, según los casos, suele filtrarse a través del pavimento (salvo cuando se usan materiales muy especiales). Las cunetas, los tubos, los caños y las targeas, sirven para canalizar y alejar el agua superficial de la carretera.

El proyecto de un sistema **de drenaje profundo** es complejo y exige un estudio previo de los caudales de agua que deben ser evacuados; del movimiento del agua en el suelo, según las características; de la posible formación del vapor y de su movimiento y condensación ante los cambios de temperatura de los materiales, etc...

Las características granulométricas de los materiales son esenciales a la hora de aceptar los que pueden servir como filtrantes y como anticontaminantes. Las condiciones, bien conocidas, de Terzaghi definen unos requisitos exigibles a tales materiales. El drenaje puede hacerse mediante capas granulares drenantes continuas o/y mediante drenes longitudinales (a veces y en grandes superficies, también transversales) cuyo dispositivo esencial de evacuación es una tubería, con distintos sistemas de captación.

En todos los casos, el proyecto de un drenaje no admite «recetas» establecidas «a priori» y exige un estudio racional y completo de las condiciones locales de cada caso, de los materiales, de la traza y del firme, de la climatología, etc..., teniendo presente que la solución final será tanto mejor cuanto más se pueda alejar y de forma más rápida el agua del firme y sus inmediaciones.

1.9. TRANSPORTE «CAMPO A TRAVES» (*)

Aunque este tema, como es lógico, tiene escaso interés para los ingenieros de carreteras, ha adquirido en los últimos años un gran desarrollo, encaminado sobre todo a la construcción de vehícu-

(*) En la literatura inglesa se suele denominar *off road transportation*, existiendo en la actualidad una extensa bibliografía sobre el tema.

los especiales («todo terreno»). Los estudios teóricos y prácticos desarrollados han establecido minuciosamente las acciones de los neumáticos y de las cadenas o de las orugas sobre distintos tipos de suelos, según sean sus características mecánicas (resistencia al corte, a la abrasión, susceptibilidad al agua, etc...). La respuesta de los suelos a las solicitaciones de los vehículos ha determinado la modificación de las características de éstos, en lo que se refiere a potencia, suspensión y tipo de neumático. De todos es conocido el gran desarrollo de los vehículos destinados a fines agrícolas y militares. Estos vehículos tienen asimismo grandes aplicaciones en caminos elementales o provisionales, pistas con fines agrícolas y forestales y desvíos provisionales en obras públicas. Los deterioros más característicos, causados en los suelos, son los siguientes:

— Disgregaciones y degregaciones superficiales en los suelos sin cohesión.

— Roderas y deformaciones plásticas importantes transversales en los suelos con cohesión y escasa resistencia (sobre todo en épocas lluviosas).

— Ondulaciones longitudinales periódicas.

1.10. SECCIONES-TIPO DE FIRMES FLEXIBLES Y RIGIDOS

En las figuras 1.8 a 1.14 se han esquematizado algunas secciones-tipo usadas actualmente en carreteras.

La figura 1.8 reproduce una sección muy ligera con dos capas: base y sub-base. El tratamiento superficial bituminoso (riego, mortero, lechada o mezcla) es conveniente proyectarlo para mejorar la rodadura y proteger el firme. En muchos caminos la anchura de la calzada es inferior a los siete metros indicados.

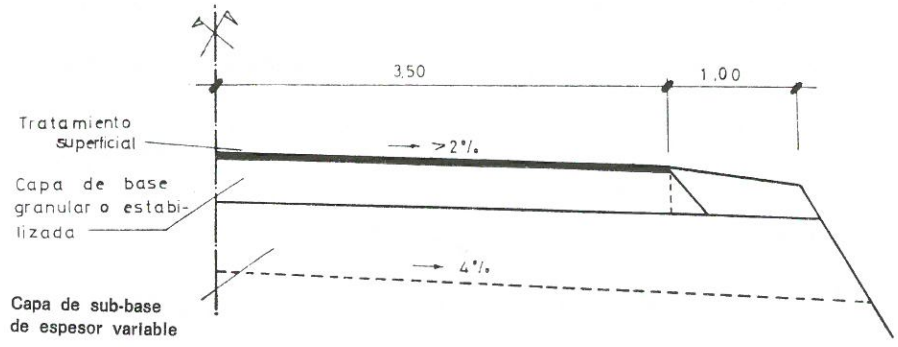
La figura 1.9 corresponde a una estructura de firme muy completa. La sub-base no tiene función drenante. El arcén está pavimentado con una capa de tratamiento superficial sobre una capa de base. Este esquema de sección-tipo es utilizado hoy día en las carreteras de tráfico medio y pesado.

La figura 1.10 es análoga a la anterior, pero en ella la sub-base tiene función drenante directamente hacia la cuneta. En la figura 1.11 el drenaje es profundo mediante un dren longitudinal conectado a la capa de sub-base. Aquel dren suele construirse debajo del arcén o debajo de la cuneta revestida.

La figura 1.12 corresponde a un tráfico especialmente pesado, o a una sección de autopista. Se utilizan dos capas de base, tratada y sin tratar. El drenaje puede hacerse de distintos modos, igual que se ha indicado en las anteriores secciones-tipo.

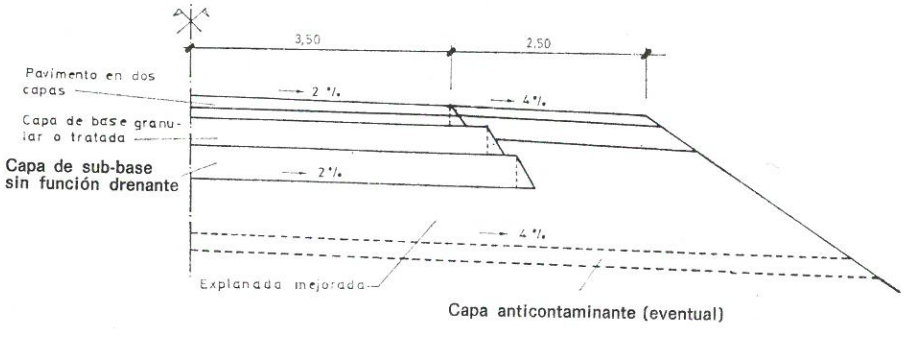
En todos los casos anteriores la terminación de los bordes de las capas puede hacerse de varias formas, y por ello se han dibujado dos líneas: una de puntos y otra continua. Depende mucho de los materiales empleados y de la maquinaria disponible.

Las figuras 1.13 y 1.14 corresponden a secciones-tipo de firmes de hormigón. La primera sólo se usa hoy para tráfico ligero, ya que para este último caso se debe estabilizar o tratar la base para evitar los fenómenos de surgencia (figura 1.14).



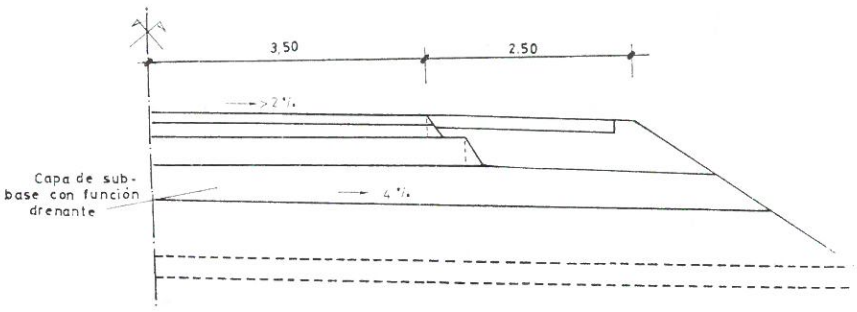
Sección tipo de un firme para tráfico ligero.

Fig. 1.8.



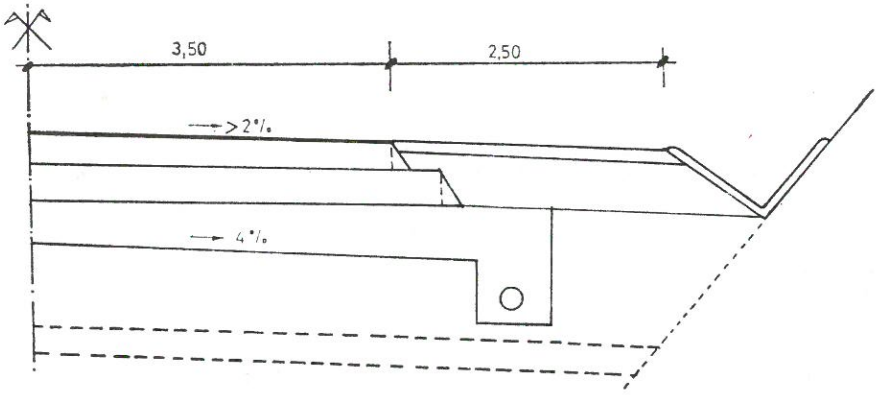
Sección tipo de un firme de carretera sin precauciones sobre el drenaje.

Fig. 1.9.



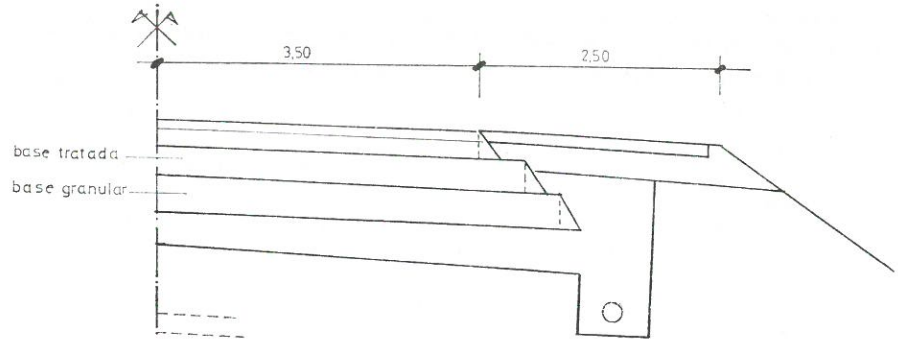
Sección tipo de un firme con drenaje en la sub-base.

Fig. 1.10.



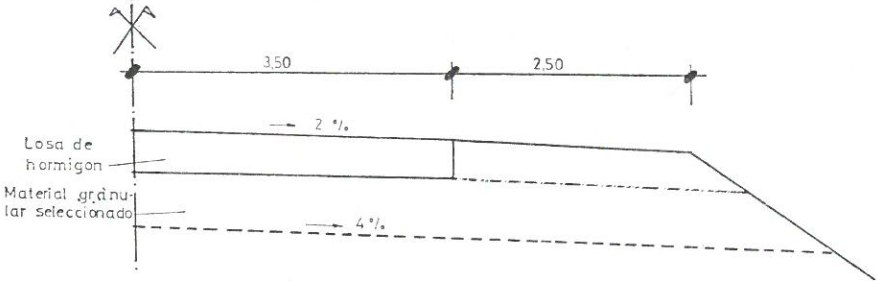
Sección tipo de un firme con drenaje profundo con tubo.

Fig. 1.11.



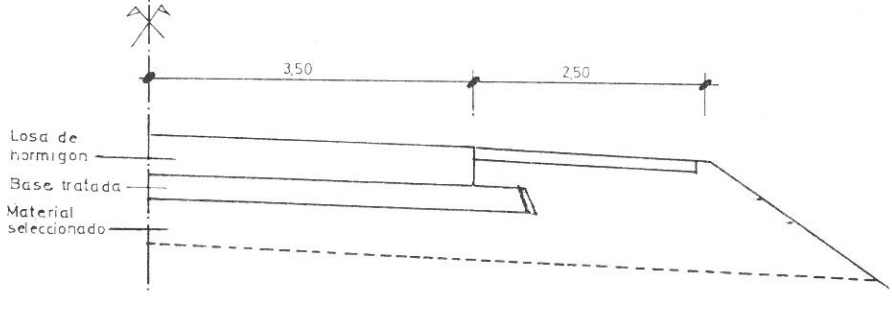
Sección tipo para tráfico pesado con doble capa de base.

Fig. 1.12.



Sección tipo primitiva (o actual para tráfico ligero) de un firme de hormigón en masa.

Fig. 1.13.



Sección tipo actual de un firme de hormigón en masa para tráfico pesado.

Fig. 1.14.

II ARIDOS

Los firmes de las carreteras están constituidos por materiales diversos, pero en el estado actual de la técnica, siempre con un enorme predominio de materiales pétreos (polvo, arenas, gravas rodadas o de machaqueo), que suelen conocerse con el nombre de áridos.

El árido es por tanto un conjunto de partículas minerales de tamaños distintos, que proceden de la fragmentación natural o artificial de las rocas. Aunque habitualmente se considera su naturaleza inerte y discreta, como se verá posteriormente, cada día cobra mayor importancia su actividad química y superficial frente al agua y a los ligantes hidráulicos o bituminosos. Asimismo, preocupa cada vez más la correcta preparación, control, limpieza, forma y granulometría, ya que se ha podido comprobar que defectos en los áridos han sido muchas veces causa de fracasos importantes en los firmes de carretera.

El origen de los áridos es natural o artificial. La casi totalidad de los áridos utilizados en carreteras proceden de la explotación de canteras y gravas. Entre los áridos artificiales son importantes las escorias granuladas de alto horno, las cenizas volantes de centrales térmicas y algunos otros fabricados «ex profeso» con procedimientos especiales.

2.1. NATURALEZA DE LOS ARIDOS

Conocida es la amplia variedad de materiales rocosos existentes, distribuidos usualmente en tres grandes grupos, según su génesis, que puede ser ígnea, metamórfica o sedimentaria. Un elevado número de ellos, dentro de cada grupo, son utilizables como áridos para carreteras, en especial entre los de origen ígneo, cuando se presentan en estado suficientemente sano; sin embargo, llegar a conocer todos los tipos de rocas queda dentro de los límites del especialista, sin que para formarse una idea concreta de sus características y posible comportamiento sea preciso identificar más que algunas rocas-tipo, cortas en número y, en consecuencia, de fácil aprendizaje.

Para ello resulta más útil clasificarlas en grupos que reúnan ma-

teriales de parecida composición mineralógica esencial y textura, lo que asegura una cierta similitud de comportamiento entre los áridos de cada grupo. Pueden así establecerse diez tipos de materiales pétreos, designados como «grupos comerciales de áridos» en la nomenclatura británica, que incluyen la generalidad de rocas utilizables para carreteras, más un grupo de materiales artificiales:

I **Grupo de la arenisca:** Arcosa, arenisca calcárea de cuerzo, grauvaca, toba volcánica, conglomerados.

II **Grupo del basalto:** Andesita, basalto, diabasa, lamprófido, ofita, traquita.

III **Grupo de la caliza:** Caliza, dolomía, mármol.

IV **Grupo de la cuarcita:** Arenisca cuarcítica, cuarcita, cuarzo.

V **Grupo del esquisto:** Esquisto, filita, pizarra.

VI **Grupo del gabro:** Diorita, gabro, gneis básico, peridotita, sienita.

VII **Grupo del granito:** Aplita, cuarzodiorita, gneis, granito, granodiorita, pegmatita.

VIII **Grupo de los materiales artificiales:** Aridos producidos artificialmente, escorias metalúrgicas.

IX **Grupo del pedernal:** Cornubianita, ftanita, pedernal.

X **Grupo del pórfido:** Dacita, pórfido cuarcífero, riolita.

La bondad de los áridos depende de una serie de factores ligados primordialmente a las características intrínsecas de las rocas, pero que resulta afectada, en ocasiones de manera fundamental, por los procesos derivados de su fabricación y de su puesta en obra.

En cualquier caso, y junto con la identificación y el estudio petrográfico, son necesarios una serie de ensayos físicos, químicos y empíricos relativos a la aplicación específica del árido, antes de aprobar su uso para una función determinada en el firme.

2.2. PROCEDENCIA

2.2.1. **Aridos naturales.**

Como se ha dicho, son los «habituales» en la técnica de carreteras.

Estos áridos se obtienen de la explotación de yacimientos (areneros, graveras, etc.) de origen fluvial, eólico o marino, y de la explotación de canteras.

Este proceso de explotación tiene importancia vital para la obtención final de un árido correcto, pues es posible que en este proceso se pueda obtener un árido aceptable de una procedencia mediocre o recíprocamente.

El primer problema que se le presenta al ingeniero es el de localización y caracterización de canteras y yacimientos. Suele hacerse consultando mapas geológicos, fotografías aéreas y, finalmente, «in situ», con la ayuda de sondeos mecánicos y geofísicos (eléctricos o sísmicos), obteniéndose no solamente datos sobre la magnitud de los depósitos, sino sobre su homogeneidad, disposición, etcétera.

La correcta explotación de las graveras y canteras no es objeto específico de esta materia, sin embargo, hay que insistir en la importancia que para la obtención de un árido correcto tienen los puntos siguientes:

a) En el caso de canteras:

1. Su localización y caracterización precisa, con vistas a los materiales que se deban obtener.
2. El uso correcto de explosivos, según los tipos y dispositivos de la roca, y el material que se desea obtener en cuanto a tamaño y limpieza. El «taqueo» del material suelto, si así fuera preciso, tiene también una influencia a considerar.
3. El transporte de la piedra en rama y la alimentación adecuada de las machacadoras, que redundará en la calidad final del material y en el buen redimiento de las máquinas. El que la roca esté exenta de polvo y material terroso o arcilloso se consigue en gran parte en este momento, ya sea con el uso de separadores de polvo, ya con el de una alimentación de piedra en rama suficientemente limpia.
4. Proceso correcto de trituración, sin exigir grandes reducciones de tamaños en las máquinas que, además, deberán ser las más adecuadas para cada etapa del proceso, y sistema de clasificación final bien estudiado y proporcionado a las necesidades de la obra.
5. Acopio correcto de los áridos por tamaños, de forma que se eviten las segregaciones, tanto en el proceso del acopio como, posteriormente, en el de carga.

b) En el caso de graveras:

1. Si hay trituración de los áridos se deben tener presentes parte de las recomendaciones anteriores.

2. Si los materiales se van a usar sin machacar, pero clasificados, en este proceso se concentrará el mayor esfuerzo posible para evitar un mal dimensionamiento de las instalaciones, conseguir una limpieza adecuada y llegar a acopios convenientes.

3. Especial importancia tiene la clasificación y el cribado de las arenas, que se suele hacer con dificultad con las instalaciones normales. Sistemas de cribado especiales con «cuerdas de violín» o por decantación se ha utilizado de manera específica para estos materiales.

2.2.2. **Procedencia de áridos artificiales.**

En los últimos años ha cobrado importancia la utilización de **«áridos artificiales»**. Bajo tal denominación existen diversos tipos, que aquí intentaremos clasificar en dos familias: los que están destinados a ser empleados en superficies de rodadura a causa de sus características propias y los que están destinados a otras capas del firme.

Dentro de los primeros son importantes aquellos que poseen dureza o color especial, como sucede con el pedernal calcinado y la bauxita calcinada, muy usados para superficies blancas bituminosas resistentes y antiderrapantes. Asimismo se emplean los detritus de algunas fábricas de porcelana, cerámica, vidrio, etcétera.

Dentro de los segundos tienen gran importancia hoy día las escorias de alto horno, como árido, y las escorias granuladas de alto horno que debido a sus propiedades puzolánicas desempeñan el papel de conglomerante frente a las gravas. Las primeras se obtiene dejando enfriar lentamente escorias de alto horno, y se asegura el que no sean inestables, acotando el contenido en $Si0_2$ y en $Ca0$. Las escorias granuladas se obtienen enfriando bruscamente la escoria con una corriente de agua. De esta forma se obtiene una arena cuyos granos vitrificados constituyen un producto metaestable que cristaliza cuando el medio llega a ser suficientemente básico (por ello suele utilizarse la cal como catalizador del fraguado) formando una red cristalina durante un proceso relativamente lento. Existen tres tipos de instalaciones de granulación: de hogar, de canal y de crisol. La granulación más frecuente se practica en canal: la escoria fundida cae en una fuerte corriente de agua.

La forma en que se efectúa la granulación influye sobre el poder puzolánico de la escoria, que suele definirse por un coeficiente α (*), que es función de los componentes químicos básicos.

(*) El coeficiente α se definirá al tratar de las estabilizaciones.

Las escorias granuladas no son almacenables largo tiempo, ya que en este caso pierden lentamente sus propiedades puzolánicas y se convierten en un material casi estable, que sólo cumpliría la función de un árido inerte. Por ello, numerosos pliegos de condiciones limitan el tiempo de almacenamiento.

Otros áridos artificiales tienen procedencias variables, que no es cuestión de detallar ahora. Unicamente diremos que pueden agruparse según tres orígenes:

a) Materiales de desecho y subproductos:
Vidrio, cerámica, cenizas volantes, escorias, etc.

b) Materiales calcinados:
Arcilla, bauxita, mezclas de suelos, etc.

c) Aridos manufacturados:
Filleres especiales, áridos pretratados, etc.

2.3. PROPIEDADES DE LOS ARIDOS

La aptitud de un árido como material de construcción depende de las propiedades físicas y químicas de sus partículas, y de la granulometría del mismo. En gran parte, como se ha dicho, las propiedades físico-químicas dependen de la roca o rocas de origen, y aunque difícilmente se podría actuar sobre ellas, la composición de un árido con materiales procedentes de distintas rocas y los procesos de trituración, pueden dar áridos adecuados.

2.3.1. **Propiedades físicas de las partículas.**

Entre las propiedades más importantes a considerar de las partículas que constituyen el árido, se encuentran las siguientes:

a) **Porosidad:** El número, tamaño, distribución, continuidad y accesibilidad de los poros son factores que influyen directamente sobre la permeabilidad, absorción, peso específico aparente, textura superficial, resistencia a la helada y, generalmente, también en la dureza, resistencia a la rotura y al pulimento de las partículas.

b) **Peso específico real de las partículas:** Se define como peso específico real de una partícula el peso específico de su material mineral, prescindiendo de todos los poros accesibles o no accesibles desde el exterior. El peso específico real suele ser un valor bastante característico de la composición mineralógica y naturaleza de la roca.

c) **Peso específico aparente y absorción:** En las partículas suelen existir huecos, unos accesibles al agua y otros no. Con este criterio se pueden distinguir los volúmenes siguientes (figura 2.1):

— El volumen absoluto de la partícula, con exclusión de huecos interiores y exteriores: V_a.

— El volumen neto, incluyendo los huecos interiores (inaccesibles al agua): $V_a + V_{he}$.

— El volumen elemental incluyendo huecos interiores y exteriores: $V_a + V_{hi} + V_{ha}$.

Si se trata de un conjunto de partículas o árido hay que distinguir:

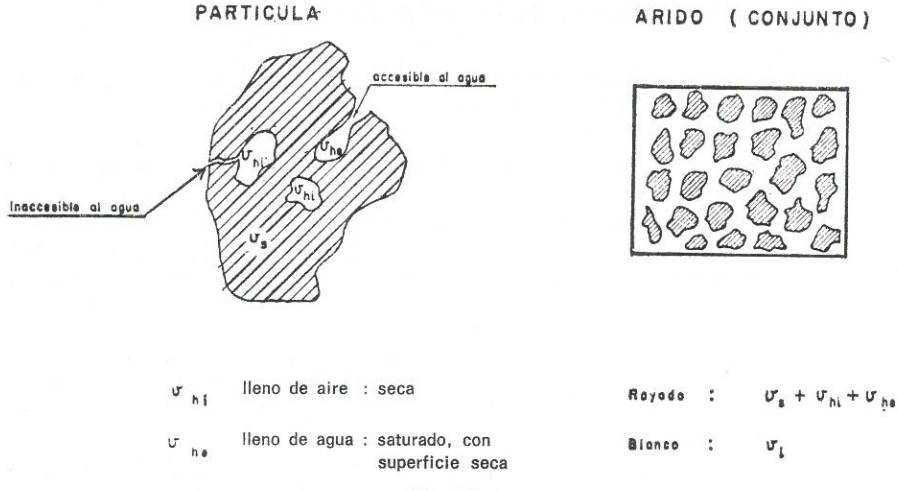
— El volumen conjunto del árido, con los huecos intergranulares y los de las partículas: $V_a + V_{hi} + V_{he} + V_i$.

Dividiendo el peso seco del árido por el volumen absoluto, neto, elemental y conjuntos se obtienen, respectivamente, los pesos específicos absoluto, neto, elemental y conjunto, que, más frecuentemente, suelen denominarse: «real» «aparente saturado superficie seca», aparente (partículas), aparente (árido).

Si llamamos P_s al peso seco, el peso «saturado con superficie seca» será:

$$P_s \left(1 + \frac{a}{100}\right).$$

Donde llamamos **a** a la absorción de agua.



V_{hi} lleno de aire : seca

V_{he} lleno de agua : saturado, con superficie seca

Rayado : $V_a + V_{hi} + V_{he}$

Blanco : V_i

Fig. 2.1.

Cuando se mezclan varios áridos de pesos específicos netos diferentes y con absorciones diferentes, puede establecerse aritméticamente el peso específico neto y la absorción del árido resultante.

d) **Textura superficial:** Las irregularidades superficiales de las partículas determinan su textura superficial. Esta puede ser muy rugosa, poco rugosa y pulida, según que sus irregularidades sean apreciables, pequeñas o prácticamente inexistentes. Naturalmente se trata de una calificación relativa y no estricta. La textura superficial de las partículas tiene importancia porque influye de una manera decisiva en el rozamiento interno del esqueleto mineral de un árido (ya sea o no en presencia de un ligante), y porque también tiene influencia en la resistencia al deslizamiento de los neumáticos en las superficies de rodadura.

La resistencia al pulimento de las partículas de un árido, es decir, la resistencia a perder rugosidad en su textura superficial, tiene gran importancia desde el punto de vista indicado anteriormente. Por ello se han puesto a punto los ensayos de pulimento acelerado, entre los que hay que destacar, por haberse adoptado últimamente en nuestro país, el del Road Research Laboratory. Este ensayo tiene la ventaja de determinar el grado de pulimento del árido mediante un coeficiente análogo al que se mide sobre los pavimentos para hallar el coeficiente de resistencia al deslizamiento. En ambos casos, el aparato utilizado es el péndulo del Road Research Laboratory. El desgaste de las partículas se produce con la acción de un neumático de goma y una combinación de polvos abrasivos. La correlación de resultados entre el c.p.a. y los valores medidos sobre el pavimento después de varios años de servicio se ha demostrado que es satisfactoria. El c.p.a. depende de la naturaleza de la roca y sirve, por tanto, para caracterizarla (figura 2.2).

e) **Forma:** Afecta, fundamentalmente, a la resistencia de la partícula y, por tanto, del esqueleto mineral del árido. Las partículas pueden clasificarse, según su forma, en redondeadas y angulosas, y estas últimas en cúbicas, lajas (cuando una dimensión es notablemente inferior a las otras dos) y agujas (cuando dos dimensiones son inferiores a la tercera). El peligro de rotura de las lajas y agujas ante las tensiones del tráfico o la de compactación, modificando con ello la granulometría del árido, ha hecho que se haya tendido a normalizar la limitación en la forma de las partículas.

Para ello se han definido los índices de placa, aguja y cubicidad, como las relaciones entre el grueso y espesor de la partícula, el largo y el grueso, y el espesor y el largo; y en

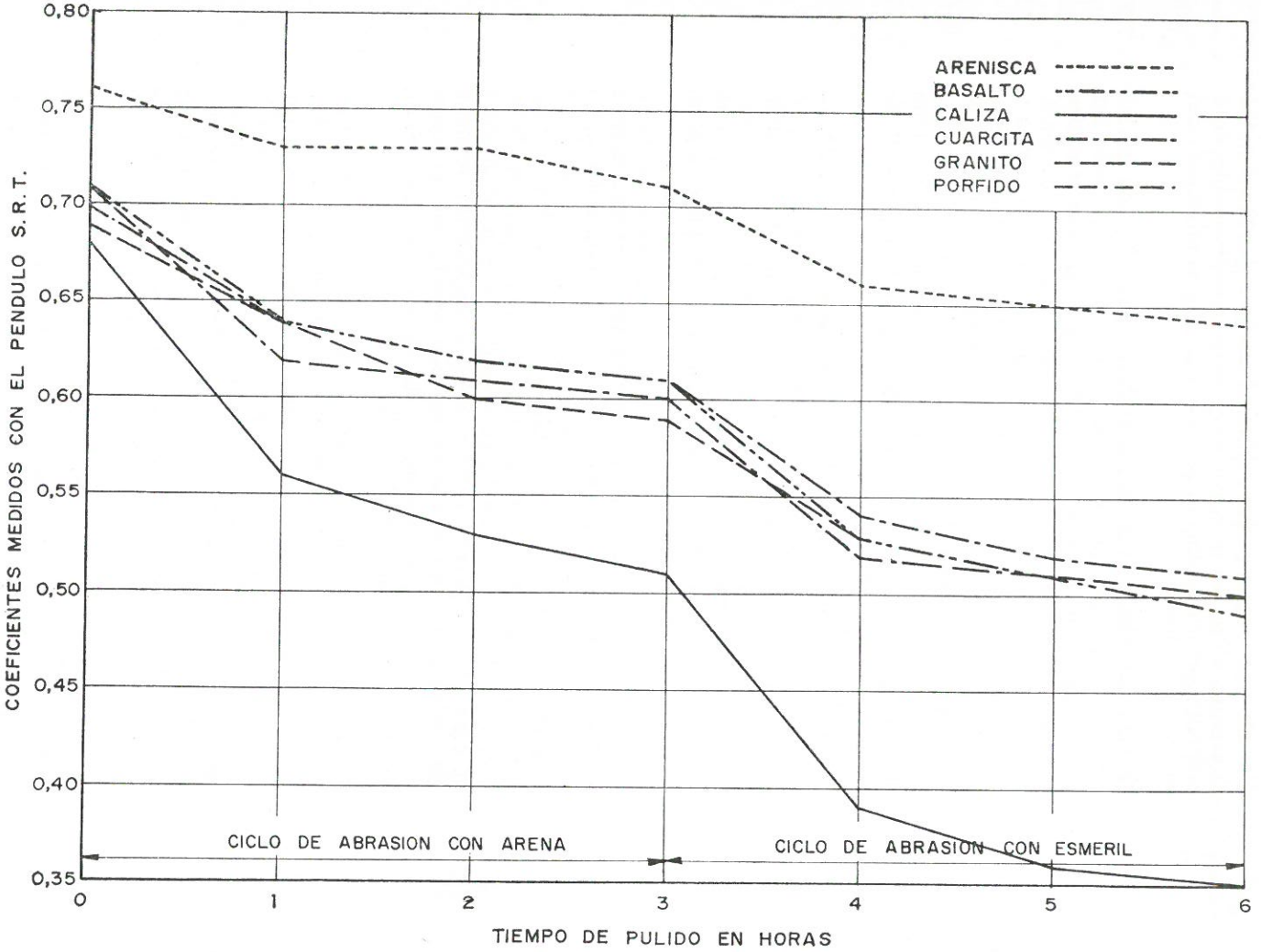


Fig. 2.2. Comportamiento medio de los principales tipos de materiales pétreos en el ensayo de pulimento acelerado.

algunas especificaciones se acotan estos índices, aunque se admita un cierto porcentaje de partículas que no cumplan con la especificación.

La angulosidad de las partículas tienen también importancia desde el punto de vista del rozamiento interno y de los huecos del esqueleto mineral. Como su determinación directa es difícil, es precisamente este segundo criterio el que ha servido para establecer el coeficiente de angularidad, ya que se ha visto que un árido rodado con tamaño de partículas uniforme tiene, cuando está contenido en un recipiente, un volumen de huecos del 33 % aproximadamente, y que uno anguloso de machaqueo tiene un volumen del 45 %. De acuerdo con esto, las British Standard definen el coeficiente de angulosidad como:

$$CA = 67 - \frac{100 \times \text{peso del árido compactado}}{\text{volumen recip.} \times \text{P. específico del árido}}$$

muchas normas españolas exigen por su lado un porcentaje mínimo de partículas con dos o más caras de fractura como criterio de calidad.

f) **Dureza, friabilidad, resistencia a compresión, etc.:** Estas propiedades definidas para las partículas o para el árido, sirven también para su caracterización con vistas a su uso en carreteras. Antiguamente existía la tendencia a realizar estos ensayos sobre probetas talladas de roca. Así fueron empleados los ensayos de resistencia a compresión, al choque o al desgaste usando probetas cúbicas de 7 cm. de lado. Como las propiedades de las partículas o de la roca no son las mismas que la del árido en conjunto que se va a emplear en obra, la tendencia actual es a utilizar ensayos normalizados con ese mismo árido. Sobre estos ensayos y propiedades se trata en el apartado siguiente.

2.3.2. **Propiedades químicas de las partículas.**

En este aspecto también habrá que distinguir las propiedades químicas de las partículas de tamaño apreciable (véase a continuación árido grueso y árido fino) y la de un árido, con polvo y arena.

Suponemos, pues, que se trata de partículas de dimensiones apreciables y con sus superficies limpias de polvo mineral, materia orgánica, etc... De esta forma, la posibilidad de reacción química con agentes exteriores o desintegración química será función solamente de la naturaleza de aquellos agentes y la de la propia composición de la roca.

Son bien conocidos los problemas de solubilización, carbonatación, oxidación, caolinización de algunos componentes de las rocas en presencia de la atmósfera o de las aguas. La útilización en carreteras de rocas de dudosa estabilidad química, deberá hacerse siempre con precaución y previo estudio geológico.

Cuando se emplean ligantes o conglomerantes puede haber reacciones químicas, tal como sucede con el cemento, la cal, los ácidos o las bases libres de algunos ligantes bituminosos (emulsiones de betún, etc.). A veces, estas reacciones no sólo no son perjudiciales, sino que se busca el producirlas, como sucede con la cal y/o las escorias granuladas, ciertas emulsiones de betún y muchos agentes químicos que hoy día empiezan a emplearse cara a las estabilizaciones.

Especial importancia tienen las reacciones químico-físicas de la adhesividad de los áridos ante los productos bituminosos usuales.

a) **Adhesividad:** La adhesividad de la superficie de los áridos (limpios de polvo) a los ligantes bituminosos es un fenómeno complejo en el cual intervienen una serie de factores físicos: textura y porosidad del árido, viscosidad y tensión superficial del ligante, espesor de la película, etc., y otra serie de factores químicos: los del ligante y la naturaleza química del árido.

Si los áridos están absolutamente secos, se dejan mojar fácilmente por los ligantes bituminosos o los líquidos tipo aceitosos. Sin embargo, con algo de humedad, siempre existente, sus superficies presentan una cierta polaridad, cuyo signo depende de la naturaleza de los áridos, que atendiendo a este criterio se clasifican en ácidos y básicos.

La acidez está, en general, relacionada con un alto contenido en sílice en el mineral, contenido que puede ser bueno en otros aspectos, y determina una gran afinidad del árido por el agua (hidrofilia) y una polaridad negativa. La adhesividad, por tanto, entre los áridos silíceos (o ácidos) y los ligantes bituminosos es mala, teniendo que recurrir, como ya se verá, a disminuir la tensión superficial del ligante y a activarlo (cargarlo electropolarmente para crear la adhesividad química).

Aridos de naturaleza ácida son las cuarcitas, el granito y, menos acusadamente, algunos pórfidos.

Los áridos con altos contenidos en óxidos alcalinos y alcalino-térreos y bajos contenidos en sílice, son menos hidrofílicos que los silíceos, se cargan además positivamente en presencia de agua, dado su carácter básico y por ello

pueden presentar cierta atracción por los ácidos libres en los betunes, y mejor adhesividad con los mismos.

De todas formas, en carreteras no sólo nos interesa el problema de la adhesividad, considerado como la propiedad de que el ligante «moje» al árido al ser éste empleado en obra, sino que nos debe preocupar la posibilidad de que el agua, en combinación con la acción de los vehículos (y a veces con el polvo y suciedad existente) perturbe este árido (stripping, en inglés) que quedará de nuevo descubierto o «lavado».

La **«resistencia al desplazamiento»** del ligante dependerá también de los mismos factores químicos y físicos anteriores: afinidad polar por el ligante, espesor de película, viscosidad del mismo, tensión superficial (ángulo de contacto) y textura superficial.

La presencia de finos (pasando el tamiz 200) puede complicar, favoreciéndolo o evitándolo, el fenómeno del desplazamiento de las superficies minerales.

Sobre este mismo tema se volverá al tratar de los activantes y de las emulsiones bituminosas.

2.4. CARACTERISTICAS DE LOS ARIDOS

Las características de un árido, como conjunto de partículas, pueden estudiarse desde distintos puntos de vista. Si el árido está formado por partículas gruesas, de manera fundamental, las características de las mismas determinarán casi completamente las del árido en cuestión. Cuando predominen los elementos finos, los fenómenos superficiales, capilares, etc., modificarán completamente las características individuales de las partículas gruesas. Por ello, para múltiples efectos, suele establecerse la clasificación de **árido grueso,** mayor de 2,38 mm. (*) (Tamiz número 8), y **árido fino,** menor de 2,38 mm. Se llama **filler,** especialmente en las mezclas bituminosas, a la fracción que pasa el tamiz número 200 (74 micras).

En cualquier caso, la granulometría de los áridos es una característica física importante, que influye en la compacidad, permeabilidad y resistencia mecánica de los mismos. En la práctica suelen señalarse unos husos granulométricos en las especificaciones, según el empleo a que se destina el árido. Asimismo, suelen fijarse unas características de angularidad y forma de las partículas, con lo que se intenta conseguir, junto con el huso prescrito, una resistencia a la deformación, que suele caracterizarse también por su rozamiento interno y cohesión.

(*) En algunas especificaciones se emplea el tamiz número 4 (4,76 mm.).

Fig. 2.3.
Arido completamente cubierto por un ligante bituminoso. Buena adhesividad árido-ligante.

Fig. 2.4.
Arido no cubierto por un ligante bituminoso. Mala adhesividad árido-ligante.

Desde muchos puntos de vista, merece atención especial el filler. Como se ha indicado, se considera **filler** o «polvo» la fracción mineral que pasa el tamiz número 200 (74 micras). Como se ve, esta definición es grosera, ya que dentro de esa exigencia existen granulometrías y tamaños muy variables y que confieren al filler propiedades no sólo distintas, sino opuestas. Cuando se utilizan los áridos sin tratar, sabida es la gran influencia del tipo de los finos y de su plasticidad a la hora de estudiar la permeabilidad, deformabilidad, etcétera, y las exigencias habituales (en los límites de Atterberg, equivalente de arena, etc.).

En las mezclas bituminosas, de las que deriva su nombre (filler = rellenador), su papel es todavía más complejo e importante, ya que juntamente con el ligante constituye un mástic, cuyas características son básicas en la reología de la mezcla. Sin perjuicio de insistir en este punto al tratar de las mezclas bituminosas, en las que tiene gran importancia, enunciamos ahora el problema.

Los ligantes bituminosos son líquidos, cuya viscosidad varía con la temperatura. Al dispersarse íntimamente en ellos el filler, la viscosidad del sistema aumenta por el efecto debido al volumen de las partículas dispersas, y por un aumento anormal debido a los fenómenos que la superficie del filler provoca en la estructura del ligante.

Este segundo efecto depende de la naturaleza de la superficie mineral y de la naturaleza del ligante. Como consecuencia, según la mayor o menor actividad del filler respecto al ligante, el aumento de viscosidad y de la estructura del sistema filler-betún es mayor o menor y hablamos de filler más o menos activo respecto al ligante, es decir, de la actividad organofílica del filler.

De la misma forma la superficie del filler tiene una actividad hidrofílica respecto al agua, como corresponde a su naturaleza mineral, que es preponderante sobre la organofílica. Los minerales arcillosos exhiben en tal forma esta actividad que la eliminación del agua de su superficie prácticamente es imposible en las condiciones normales de trabajo e impiden la manifestación de la actividad organofílica y la formación del mástic filler-ligante, por lo que su empleo en mezclas asfálticas es peligroso.

Ya se ha indicado que un primer método para detectar la actividad hidrofílica del filler era el ensayo de equivalente de árena, en combinación con el de coeficiente de actividad (*). La actividad hidrofílica aumenta con el valor del coeficiente de actividad, que cuando sobrepasa la unidad comienza a hacerse indeseable.

El mayor peligro del empleo de uno de estos filler reside en el

---

(*) El coeficiente de actividad de un filler es la relación entre la disminución del E. A. al añadirlo a un árido fino y la que produciría un filler calizo tipo, de buena calidad.

hecho de que, aparte de impedir la formación de un buen mástic filler-ligante, por el simple hecho de su presencia en la mezcla, ésta se hace sensible a la acción del agua, lo que se manifiesta por una disponibilidad de entumecimiento, como consecuencia del hinchamiento de los minerales arcillosos al absorber agua. Este entumecimiento provoca una descompactación y sucesivamente una mayor permeabilidad y una mayor entrada de agua, lo que pueden llevar a la destrucción de la mezcla.

Pero, además, las partículas arcillosas hidratadas pueden provocar la emulsificación del ligante bituminoso y, como consecuencia, la desintegración de la mezcla en un fenómeno progresivo provocado por el amasado que producen las ruedas de los vehículos. Este aspecto puede valorarse en el laboratorio por medio del ensayo de emulsificación que, aunque de ciertas dificultades en su realización, permite considerar como sospechosos a los materiales cuyo coeficiente es superior a la unidad.

La mejor o peor calidad del filler respecto a su actividad organofílica es consecuencia de factores mineralógicos, es decir, de su naturaleza, pero también de factores físicos, sobre todo de la finura de las partículas.

Respecto a las **propiedades mecánicas,** el árido, como conjunto de partículas, debe tener una serie de características que, en carreteras, son las determinantes del rozamiento interno, degradación, durabilidad, desgaste, etc., de las capas de un firme. Como se ha dicho, en la actualidad se prefiere caracterizar el árido a caracterizar las partículas independientemente o las rocas de procedencia.

La **friabilidad** del árido se refiere a la degradación del mismo, mediante la rotura de los vértices y aristas de las partículas principalmente al sufrir en su conjunto presiones exteriores importantes. Tal «producción de finos» tiene gran importancia porque altera la granulometría inicial, disminuye la permeabilidad, puede aumentar la plasticidad, etc. En laboratorio (véase anejo de ensayos) se puede medir la degradación de una muestra, sometiéndola a un estado determinado de presión y confinamiento, para que las condiciones sean lo más parecidas a las existentes en la carretera. Los resultados no son sólo función de la granulometría y de la resistencia de la roca, sino de la forma de las partículas (las lajas y agujas se rompen con más facilidad). Esta última observación conviene tenerla siempre presente cuando se quiere caracterizar un material determinado.

El fenómeno de «producción de finos» en el árido se puede caracterizar en el laboratorio mediante los ensayos de **desgaste.** Los más conocidos son el ensayo de Los Angeles y el ensayo Deval.

Los resultados de estos ensayos se utilizan como valores indicativos de calidad, dureza, resistencia a la abrasión, friabilidad, etcétera, sin que se puedan relacionar, por tanto, de una manera estricta

con una propiedad física concreta. El ensayo de Los Angeles hace que una muestra de árido de granulometría tipificada (se puede elegir hasta siete granulometrías) se desgaste en contacto con un número determinado de bolas de acero, con las que giran conjuntamente dentro de un recipiente cilíndrico. Los resultados no son sólo función de la granulometría y de la calidad de la roca, sino también de la forma de las partículas, cosa que hay que tener siempre en cuenta. El ensayo Deval obedece a un principio análogo, si bien las partículas de árido de machaqueo giran dentro de unos cilindros inclinados, sin carga de bolas de acero, por lo que el desgaste se debe a la fricción con las paredes y a la debida al propio árido en sí mismo. Con gravas naturales puede hacerse un ensayo Deval con carga de bolas de acero, si bien se usan en muy pocas ocasiones.

Los valores de desgaste determinados en los ensayos anteriores tienden a perder importancia ante la puesta a punto de otros métodos que caracterizan de manera más específica cada propiedad de los áridos (tal es el caso del ensayo de pulimento acelerado). El criterio actual es que, para valores «dudosos» del coeficiente de Los Angeles, que es el más usado en nuestro país, es necesario analizar las demás características intrínsecas del árido, en lugar de fijar fronteras estrictas en la aceptabilidad, atendiendo a un valor concreto en el resultado del ensayo.

La **heladicidad** tampoco se caracteriza actualmente sobre probetas talladas. Generalmente es suficiente con determinar la porosidad, con lo que ya se tiene una idea de su sensibilidad a la acción de la helada, o bien se recurre a los ensayos de acción de los sulfatos sódico y magnésico sobre el árido (véase anejo). Con estos ensayos la desintegración es debida a la expansión producida por la cristalización de sal, y se correlacionan bien los resultados con la resistencia a la helada. Aparte de esta correlación, los ensayos de la acción de los sulfatos sirven para definir un índice de calidad del árido.

2.5. VALORACION CRITICA DE LAS PROPIEDADES DETERMINADAS EN LOS ENSAYOS DE LOS ARIDOS, EN RELACION A SU EMPLEO EN LAS DISTINTAS CAPAS DE UN FIRME

En los párrafos anteriores se ha tratado de las propiedades de los áridos de modo general y de su caracterización mediante ensayos de laboratorio. Sin embargo, la importancia de los resultados de los ensayos es relativa, según la misión que se atribuya al árido y la capa del firme a que pertenece. De esta forma, vamos a enumerar la importancia de algunas características del árido según la capa de que se trate:

a) **Capa de rodadura:** Hay que exigir:

— Algún coeficiente en el ensayo de pulimento acelerado (c.p.a. mayor de 0,45).

— Coeficiente de desgaste de Los Angeles pequeño (menor de 25 ó 30), si bien podrían admitirse áridos con mayor coeficiente siempre que las rocas fueran sanas y las texturas rugosas y un alto coeficiente de pulimento acelerado, tal como sucede con algunas escorias volcánicas y areniscas.

— Lo mismo puede decirse del ensayo de friabilidad.

— Inalterabilidad físico-química ante agentes exteriores y, por tanto:

— Buen resultado del ensayo de acción de los sulfatos (especialmente en climas fríos, aunque, como se ha dicho, suele considerarse como un índice de calidad general).

— Buena forma y angulosidad, sobre todo en tratamientos superficiales, mezclas abiertas y mezclas con «esqueleto mineral resistente».

— Buena adhesividad y resistencia al desplazamiento con los ligantes.

— Arido fino de calidad, con buen equivalente de arena (> 40).

— Arido fino duro (con altos contenidos de partículas silíceas) cuando éste sea el material predominante en la capa de rodadura, o bien cuando se trate de un firme de hormigón hidráulico.

— Filler, sano, poco hidrófilo, nada plástico, etc.

b) **Capas intermedias:** Debemos exigir lo mismo que en las de rodadura, salvo en los valores del c.p.a. e inalterabilidad química, en que se puede ser más tolerante.

c) **Capas de base:**

— Es necesario exigir un coeficiente bueno de desgaste Los Angeles y una resistencia alta a la friabilidad, ya que las altas presiones que transmite el tráfico a estas capas suelen degradar las partículas de los áridos, produciendo finos que alteran la granulometría y permeabilidad.

— No tiene en general interés el ensayo de pulimento acelerado, como no sea como índice de calidad.

— La forma tiene sólo importancia con vistas a evitar la rotura de las partículas, bajo las presiones habituales, y la angulosidad, con ser importante, pierde interés según se aumenta en profundidad en el firme.

— La calidad del árido fino cobra cada vez mayor interés, tanto en mezclas bituminosas como en bases sin tratar, ya que, aun con buen drenaje, la combinación de la humedad, las cargas repetidas y la plasticidad o mala calidad de los finos pueden producir efectos indeseables incluso a gran profundidad.

d) **Capas inferiores:**

— No tiene sentido el ensayo de pulimento acelerado.

— Sí lo tiene el de friabilidad y el de desgaste de Los Angeles, aunque se suele ser más tolerante con los resultados que en las capas de base y pavimento, ya que las presiones transmitidas son menores.

— Se suele pedir alta permeabilidad, por lo que hay que cuidar el contenido de árido fino, el equivalente de arena del mismo y la plasticidad del filler.

— La angularidad no tiene gran importancia, y la forma, menos que en las capas superiores.

2.6. VALORACION DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES PETREOS SEGUN SU COMPOSICION.

Es necesario tener en cuenta que el imperativo económico determina con frecuencia el grado de utilización del árido más que su calidad intrínseca. Así, el factor decisivo es la abundancia de afloramientos rocosos de un determinado tipo de roca. En la España peninsular son, con gran diferencia, las calizas los materiales más empleados, mientras que prácticamente carecen de interés los del grupo del pedernal. Respecto al comportamiento global en carreteras de los áridos encuadrados en los diez grupos indicados, se puede indicar lo que sigue:

I. El **grupo de la arenisca** proporciona los áridos naturales con mayor resistencia al pulimento, por lo que su utilización es en especial recomendable en la construcción de pavimentos antideslizantes. Desde este punto de vista, son las tobas volcánicas las que ofrecen los mejores resultados; tienen el inconveniente de presentar en

general un elevado desgaste, además de ser sus yacimientos extrasimple, una buena adherencia a los ligantes bituminosos y son poco ordinariamente reducidos en número y extensión. Unicamente se encuentran en cantidad en las islas Canarias. En la Península se han explotado y llegado a comercializar con el nombre de «áridos puzolánicos» materiales de este tipo procedentes del campo volcánico de la provincia de Ciudad Real.

Las arcosas, con las molasas, son más abundantes, anuque con frecuencia son rocas muy porosas y con elevado desgaste. Con mucha mayor profusión se encuentra la arenisca denominada **«rodeno»,** característica del Triásico inferior, que conforma el paisaje de numerosas regiones españolas; sin embargo, una matriz cementante inadecuada hace que estas rocas sean a veces inutilizables como áridos, habida cuenta la insuficiente cohesión entre los granos del esqueleto. En las **grauvacas,** una silicificación de la matriz determina unas buenas cualidades en estos materiales. Por el contrario, son poco abundantes, desconocidas en la mayor parte de las regiones españolas; se han empleado abundantemente en la provincia de Huelva. Por último, las areniscas de cuarzo con cemento calcáreo son las más ampliamente utilizadas.

II. El **grupo del basalto** reúne materiales de buenas propiedades como áridos. Son rocas oscuras de elevado peso específico, que presentan escaso desgaste, alta resistencia a la rotura por compresión, sensibles a la acción desintegradora de los agentes atmosféricos. Los posibles yacimientos de este tipo de rocas deben ser especialmente investigados en todo estudio previo de canteras para carreteras. Estos materiales, no obstante, pueden encontrarse muy alterados, llegando a perder la cohesión que une a sus componentes, así como la de los propios minerales, y con ella casi todas las propiedades que los hace útiles como áridos.

Las andesitas son rocas volcánicas, al igual que la mayor parte de las de este grupo. Se encuentran escasamente representadas en la Península Ibérica, siendo de destacar las del cabo de Gata, en Almería.

Los basaltos, en sus diversos tipos, son mucho más abundantes. Su bondad como materiales para carreteras, cuando son compactos y sanos, ha sido desde hace mucho tiempo reconocida. Cuando se encuentran alterados presentan colores grisáceos o pardos y son mucho más blandos. A veces tienen un aspecto escoriáceo, pudiendo estar rellenas las vacuolas de minerales activos, como las **ceolitas.** Su explotación en canteras está facilitada por su disposición, generalmente en bancadas, subsiguientes a la solidificación de las coladas volcánicas. Permiten bien la obtención de adoquines, de los cuales se ha hecho uso en Madrid, procedentes de Ciudad Real. Además de en esta provincia se encuentran en la región volcánica de Gerona y, con carácter más restringido, en otras numerosas pro-

vincias españolas. Resulta obvio citar su presencia en las Canarias, donde son los materiales pétreos más frecuentes y abundantes.

Diabasas y ofitas son rocas similares. Estas últimas son muy típicas de España, donde aparecen asociadas a las formaciones del Triásico superior. Aparecen más o menos alteradas, no obstante lo cual constituyen en general buenos materiales para carreteras, ya que la aparición de minerales secundarios no produce necesariamente una disminución manifiesta de sus cualidades como áridos. Su calidad, al igual que en el caso de los basaltos, está ampliamente sancionada por la experiencia.

Los **lamprófidos** son rocas filonianas que se presentan en diques que pueden alcanzar una gran corrida, pero cuyo espesor máximo no sobrepasa los escasos metros. Son rocas duras que proporcionan buenos áridos, aunque es escasa la cantidad de material explotable. Se encuentran en las áreas eruptivas españolas.

Las **traquitas** dan áridos de colores más claros. Algunas variedades pueden contener sílice activa. Muy poco abundantes en la Península, se ha señalado su existencia en las provincias de Almería, Murcia y Vizcaya.

Finalmente, existe un amplio grupo de materiales muy característicos de las regiones del sudeste peninsular, reunidos con el nombre de rocas volcánicas lamproíticas. Son de carácter químico básico y presentan unas buenas cualidades como áridos.

III. Las **calizas** son materiales pétreos de especialísima importancia, dada la profusión con que se encuentran. Corresponden a todas las edades geológicas, y en algunas regiones son los únicos áridos disponibles.

El principal problema que plantea es su elevada susceptibilidad al pulimento. Para su utilización en capas de rodadura es necesario seleccionar materiales con el mayor porcentaje posible de mineral no carbonático, que será en general cuarzo; también puede recurrirse a mezclas con otros áridos de buenas cualidades antideslizantes.

Algunas calizas contienen sulfuros metálicos, que, bajo la acción de la intemperie, pueden transformarse en sulfatos, los cuales, al reaccionar con el árido, conduzcan a la formación de yeso. Su utilización debe ser evitada.

Las **dolomias** son calizas en las que el mineral dolomita predomina sobre la calcita. Son rocas más duras que las calizas, sin que por ello pasen de moderadamente duras, y su bondad como áridos es asimismo ligeramente superior. La formación de sulfato magnésico que en casos muy concretos puede producirse es peligrosa, ya que la solubilidad del mineral no proteje a la roca de una descomposición continua.

Los **mármoles** son materiales que han sufrido un proceso de recristalización. El mineral carbonático predominante puede ser tanto la calcita como la dolomita. Más interesante es la presencia de otros minerales, que determinan una superior capacidad antideslizante; son, sin embargo, rocas más quebradizas que las anteriores.

Las canteras de calizas son, en general, sencillas de explotar, y el árido resultante, barato. Hay que tener cuidado, sin embargo, con la limpieza final de las gravillas y, sobre todo, del árido fino, pues con frecuencia existe polvo cuarzoso o arcilla proveniente del propio banco de mineral, donde está situado en las juntas, diaclasas y oquedades.

IV. El **grupo de la cuarcita** incluye rocas sedimentarias y metamórficas constituidas por cuarzo como componente predominante. Este mineral se ha explotado también en filones, aunque con carácter muy restringido.

Los materiales de este grupo constituyen buenos áridos para carreteras, extraordinariamente resistentes a la meteorización.

En las **cuarcitas** propiamente dichas, los granos de cuarzo que las integran han recristalizado soldándose íntimamente unos con otros, proporcionando una textura que asegura su bondad como áridos. Sin embargo, la calidad puede estar disminuida por procesos dinámicos que hayan provocado la formación de fisuras e incluso triturado los granos de cuarzo. En estas condiciones aumenta el desgaste y la absorción de agua. En las areniscas cuarcíticas el grado de cementación es más incompleto, lo que se refleja en su comportamiento.

Estas rocas tienen el inconveniente de una escasísima adhesividad a los ligantes bituminosos. Su elevada dureza determina un acusado carácter abrasivo que incide en la economía de explotación, al provocar un sensible desgaste de las machacadoras.

En España se hace un uso intensivo de este tipo de materiales, ya sean explotados en canteras o procedentes de yacimientos aluvionales.

V. La mayor parte de las **rocas esquistosas** son inutilizables como áridos, debido al elevado desgaste que presentan. Sin embargo, entre las más metamorfizadas es posible obtener áridos de aceptables cualidades; se trata, en buena parte de los casos, de esquistos en que los minerales micáceos han sido sustituidos en su mayor parte por otros minerales metamórficos. Los materiales afectados por un bajo gradiente de metamorfismo están además muy expuestos a los efectos desintegradores de la atmósfera, procesos potenciados por la existencia de superficies de debilidad debidas a planos de esquistosidad y de clivaje. Los planos de esquistosidad determinan además la forma lajosa de los áridos de este tipo, por lo que se hace necesario un cuidado especial en su machaqueo, del que además puede

resultar una elevada cantidad de finos. Algunos esquistos contienen pirita, que puede descomponerse dando origen a limonita o sulfato de hierro, provocando la desintegración del árido.

El peso específico de estos materiales se sitúa por encima de la mayor parte de los demás.

VI. Las rocas pertenecientes al **grupo del gabro** dan, en promedio, buenos áridos para carreteras. Su utilización no está muy generalizada debido a su relativa escasez.

La mayor parte de los gabros españoles se encuentran en algunas localidades de las provincias andaluzas. Las **peridotitas** abundan en Málaga. **Dioritas y sienitas** alcanzan una mayor distribución.

Los **gneises básicos** son rocas metamórficas de constitución mineralógica parecida a la de los materiales ígneos de este grupo. Poco abundantes, participan en gran medida de las características de los **gneises ácidos,** las cuales serán analizadas más adelante.

Los componentes del grupo del gabro presentan en conjunto unos pesos específicos reales más elevados que el resto de los áridos.

VII. Los **granitos** son las rocas ígneas que más abundan en la España peninsular, lo que, unido a una calidad en general satisfactoria, determina el que sean materiales utilizados en carreteras.

En ocasiones, no obstante, la roca se encuentra alterada, llegando a ser fácilmente desmoronable e inadecuada como árido. La alteración comienza en el feldespato, que se transforma o se caoliniza. Cuando el material se encuentra lo suficientemente alterado, además de repercutir sobre su comportamiento inmediato, la puesta en obra o circunstancias desfavorables pueden acelerar el proceso de alteración y, con ello, su desintegración.

Al igual que ocurre con los gabros, el tamaño de grano repercute en su comportamiento: los materiales de grano fino ofrecen unas cualidades resistentes superiores. Son rocas con acusado carácter abrasivo, algo frágiles. Una abundante proporción de minerales micáceos afectan desfavorablemente a la resistencia al desgaste; sin embargo, mejora la susceptibilidad al pulimento. Por último, hay que señalar que los áridos presentan una escasa adhesividad a los ligantes bituminosos.

Los granitos se han empleado profundamente en el adoquinado de calles y como bordillos de acera. Sus afloramientos alcanzan un considerable desarrollo superficial, con lo que la cantidad de material explotable es muy elevada.

Los **gneises** presentan mayor heterogeneidad en su comportamiento. La composición mineralógica es semejante a la del granito, pero su estructura anisotrópica, la presencia de fenoblastos de feldespato

alcalino y los lechos de mica determinan, entre otras particularidades, un mayor desgaste. La forma de los áridos es desigual, con frecuencia mala, con abundancia de finos. Materiales relativamente abundantes, son de utilización restringida.

Finalmente, las **aplitas** son rocas filonianas equivalentes a granitos de grano fino con escasa proporción de minerales oscuros; abundan en las formaciones graníticas y metamórficas de la Península.

La explotación de canteras de este grupo de rocas suele ser costosa, debido a su dureza. Por ello no se usan tanto los granitos en carretera, pese a sus buenas propiedades.

VIII. Grupo de áridos artificiales (véase 2.2.2.).

IX. El **grupo del pedernal** está escasamente representado en España. Lo integran rocas muy duras y quebradizas, de fractura concoidea, propensas a dar áridos de formas lajosas y bordes cortantes. Son materiales con una buena resistencia al desgaste, pero muy susceptibles al pulimento.

X. Los materiales del **grupo del pórfido** lo integran rocas volcánicas o filonianas de carácter ácido, por lo que contienen cuarzo. Su textura es la típica porfídica, esto es, grandes cristales o fenocristales embebidos en una pasta holocristalina, semicristalina o vítrea; de este tipo de textura y de la dureza de los minerales esenciales resultan sus buenas cualidades como áridos. Esta textura es también característica de algunas rocas del grupo del basalto, y de otros tipos de rocas ígneas, lo que ha hecho que muchas de ellas se las conozca con el nombre genérico de «pórfido».

Los **pórfidos cuarcíferos** son los materiales más empleados de este grupo. Son rocas duras, compactas, de elevada resistencia al desgaste, poco sensibles a los procesos desintegradores atmosféricos.

Las **riolitas,** menos abundantes, pueden contener sílice activa, circunstancia que hay que tener en cuenta si se han de utilizar como áridos para hormigones hidráulicos. Esta característica se repite para las dacitas, rocas volcánicas que, aunque menos ácidas, pueden también contener pasta vítrea con sílice; su existencia se haya prácticamente restringida a la región del cabo de Gata.

ANEJO

ENSAYOS CON ARIDOS

2.7. ENSAYOS CON ARIDOS

En este apartado se recogen los métodos de ensayo más importantes utilizados en la técnica de carreteras. Se han resumido los procedimientos operatorios con vistas a dar solamente una idea de los mismos.

2.7.1. **Toma de muestras**

La N. L. T. 148/72 recoge el procedimiento que debe seguirse para la toma de muestras de roca, escorias, grava, arena, filler y bloques de piedra, utilizados, generalmente, como materiales en la construcción de carreteras.

Los ensayos de aceptación y control varían con el tipo de construcción en el que van a ser empleados los áridos. Las investigaciones preliminares y la toma de muestras de los posibles yacimientos es un factor fundamental para determinar las cualidades de los materiales y las disposibilidades en relación con su utilización posterior.

El tamaño y número de las muestras depende del empleo que tengan los áridos, de la cantidad necesaria y de las variaciones, tanto de la calidad como de la granulometría, y viene impuesta, por lo tanto, por consideraciones de tipo estadístico. En general se tomará el número suficiente para cubrir todas las posibles variaciones del árido, dentro de unos márgenes prefijados de error o confianza. Se recomienda que cada muestra de gravilla, grava rodada, escoria o arena represente, aproximadamente, 50 toneladas de árido. Para ello la norma citada dispone el número de muestras y tamaño de las mismas en función del tamaño máximo de las partículas del árido. De la muestra compuesta se obtendrá la que se envíe al laboratorio mediante mezclas y cuarteo. Este último podrá ser manual o mecánico mediante cuarteadores.

2.7.2. **Análisis granulométrico**

Tiene por objeto determinar la distribución de los tamaños de las partículas de una cantidad de muestra seca del árido, por separación a través de una serie de tamices o cribas dispuestas sucesivamente de mayor a menor abertura de malla.

Generalmente el tamizado en seco es considerado como suficientemente satisfactorio para los ensayos de rutina con áridos de granulometría normal. Sin embargo, cuando es necesario saber exactamente la cantidad de árido que pasa por el tamiz número 200 (ASTM), hay que realizar el análisis granulométrico con el árido lavado y secado en estufa.

La N. L. T. 150/72 indica la forma de realizar el ensayo, la cantidad de muestra necesaria para el análisis, dependiendo del tamaño de las partículas y la forma de realizar el tamizado.

Los resultados se dan referido al porcentaje en peso del total de la muestra por porcentaje total del material que pasa o retiene cada tamiz o bien como porcentaje retenido entre cada dos tamices consecutivos. En España se utiliza, generalmente, la serie de tamices americanos (ASTM), existiendo, sin embargo, otras series, tales como la inglesa (B. S.), la serie Tyler, etc.

2.7.3. **Ensayo de peso específico y absorción de agua**

Permite este ensayo determinar conjuntamente los pesos específicos aparente y real, además del peso de agua que es absorbida por los áridos.

El peso específico se calcula, a partir de los pesos de árido seco, sumergida y saturado de agua con superficie seca. La absorción de agua viene dada por la diferencia en peso del árido saturado y del árido seco.

El método operatorio N. L. T. 153 y 154 difiere según sea el árido grueso o fino. Para el primero se seleccionan por cuarteo unos cinco kilos de árido, separando todo el material que pasa por el tamiz número 4 (ASTM). Después de lavar bien el árido, para quitarle todo el polvo adherido a la superficie de las partículas, se seca la muestra hasta peso constante a una temperatura de 100-110° C.

Después de un período de inmersión en agua de veinticuatro horas, se seca el agua superficial y se determina el peso de la muestra saturada con superficie seca y el peso sumergida en agua a 20° C. Con árido fino, la muestra a ensayar es de un kilo, determinándose el peso seco sin lavar (se perderían los finos) y teniendo la muestra veinticuatro horas sumergida en agua. Después del período de inmersión se extiende en un recipiente plano y se seca la superficie con una corriente moderada de aire caliente.

La operación se continúa hasta que las partículas no se peguen entre sí. Para fijar este punto de no adherencia entre partículas se echa el árido dentro de un molde cónico, levantando después verticalmente este molde, si la superficie está todavía mojada, el cono de árido fino

SERIE FINA (A. S. T. M.)

DESIGNACION DEL TAMIZ	ABERTURA DEL TAMIZ	
	Milímetros	Pulgadas
37 micrón (núm. 400)	0,037	0,0015
44 » (» 325)	0,044	0,0017
53 » (» 270)	0,053	0,0021
62 » (» 230)	0,062	0,0024
74 » (» 200)	0,074	0,0029
88 » (» 170)	0,088	0,0035
105 » (» 140)	0,105	0,0041
125 » (» 120)	0,125	0,0049
149 » (» 100)	0,149	0,0059
177 » (» 80)	0,177	0,0070
210 » (» 70)	0,210	0,0083
250 » (» 60)	0,250	0,0098
297 » (» 50)	0,297	0,0117
350 » (» 45)	0,35	0,0138
420 » (» 40)	0,42	0,0165
500 » (» 35)	0,50	0,0197
590 » (» 30)	0,59	0,0232
710 » (» 25)	0,71	0,0280
840 » (» 20)	0,84	0,0331
1.000 » (» 18)	1,00	0,0394
1.190 » (» 16)	1,19	0,0469
1.410 » (» 14)	1,41	0,0555
1.680 » (» 12)	1,68	0,0661
2.000 » (» 10)	2,00	0,0787
2.380 » (» 8)	2,38	0,0937
2.830 » (» 7)	2,83	0,111
3.360 » (» 6)	3,36	0,132
4.000 » (» 5)	4,00	0,157
4.760 » (» 4)	4,76	0,187
5.660 » (» 3 ½)	5,66	0,223

SERIE TYLER

Designación del tamiz	Abertura del tamiz — Milímetros	Designación del tamiz	Abertura del tamiz — Milímetros
—	26,7	14	1,17
—	18,8	20	0,833
—	13,3	28	0,589
—	9,42	35	0,417
3	6,68	48	0,295
4	4,70	65	0,208
6	3,33	100	0,147
8	2,36	150	0,104
10	1,65	200	0,074

SERIE INGLESA (B.S.)

Número del tamiz	Abertura — Milímetros	Número del tamiz	Abertura — Milímetros
5	3,35	44	0,353
6	2,81	52	0,295
7	2,41	60	0,251
8	2,06	72	0,211
10	1,68	85	0,178
12	1,40	100	0,152
14	1,20	120	0,124
16	1,00	150	0,104
18	0,853	170	0,089
22	0,699	200	0,076
25	0,599	240	0,066
30	0,500	300	0,053
36	0,422		

SERIE GRUESA (A. S. T. M.)

DESIGNACION DEL TAMIZ	ABERTURA DEL TAMIZ	
	Milímetros	Pulgadas
1/4 pulgada (núm. 3)	6,35	0,250
(0,265) » »	6,73	0,265
5/16 » »	7,93	0,312
3/8 » »	9,52	0,375
7/16 » »	11,1	0,438
1/2 » »	12,7	0,500
(0,530) » »	13,4	0,530
5/8 » »	15,9	0,625
3/4 » »	19,1	0,750
7/8 » »	22,2	0,875
1 » »	25,4	1,00
(1,06) » »	26,9	1,06
1 1/4 » »	31,7	1,25
1 1/2 » »	38,1	1,50
1 3/4 » »	44,4	1,75
2 » »	50,8	2,00
(2,12) » »	53,8	2,12
2 1/2 » »	63,5	2,50
3 » »	76,2	3,00
3 1/2 » »	88,9	3,50
4 » »	101,6	4,00
(4,24) » »	107,6	4,24

Nota.—Los seis tamices encerrados entre paréntesis pueden ser usados en vez de los de 6 pulgadas, 2 pulgadas, 1 pulgada, 1/2 pulgada y 1/4 pulgada, cuando se desea tener una serie continua con la fina y razón $\sqrt[4]{2/1}$. Todos los otros tamices tienen una razón de $\sqrt[4]{2/1}$ con relación a la serie fina dentro de los límites de las variaciones específicas permitidas.

mantendrá su forma. En este caso se sigue calentando hasta que se produzca el desmoronamiento en otra prueba con el cono.

Los cálculos de los valores correspondientes a los pesos específicos y a la absorción están someramente indicados en el texto del capítulo.

2.7.4. **Ensayo de pulimento acelerado**

El método operatorio es el siguiente:

«Los áridos embebidos en una probeta de mortero hidráulico son sometidos a ciclos de pulido por medio de abrasivos introducidos en húmedo entre las probetas colocadas periféricamente en la rueda de ensayo y el neumático (tres horas con arena y tres con polvo de esmeril). La medida del coeficiente de rozamiento por medio del péndulo (*) al comienzo, después de cada hora y al final del ensayo, permite caracterizar el árido mediante el "coeficiente de pulimento" (c. p. a.) o valor final del coeficiente de rozamiento medido con el péndulo.

Lo más aconsejable es considerar la evolución del coeficiente de rozamiento a lo largo del ensayo por la información que proporciona (figura 2.2.). En la mayor parte de los áridos se observa un descenso progresivo y gradual del coeficiente de rozamiento, ligeramente más brusco en el primer período de alimentación de cada uno de los dos abrasivos utilizados en el ensayo, pero dentro de esta tendencia general, una constancia y, en algunos casos, un aumento del coeficiente durante algún período del ensayo revela una mejor textura mineralógica respecto al pulimento. Este fenómeno se debe generalmente a la presencia en las partículas de un componente mineral blando, que al desgastarse crea una microrrugosidad diferenciada y permite el desprendimiento de los minerales duros y la exhibición de nuevas zonas sin pulir, fenómeno muy característico en las areniscas y en los granitos. Los áridos duros, pero de textura homogénea y cristales pequeños, pueden tardar más en pulirse, pero al final la textura superficial no será tan antideslizante como en el caso de las rocas consideradas anteriormente.»

2.7.5. **Determinación del coeficiente de forma**

Se define el coeficiente de forma de un árido como el porcentaje en peso de las partículas con forma de lajas o agujas.

Los métodos utilizados generalmente en la determinación del coefi-

---

(*) Péndulo del Road Research Laboratory para medir el coeficiente de resistencia al desplazamiento. (Escario I.)

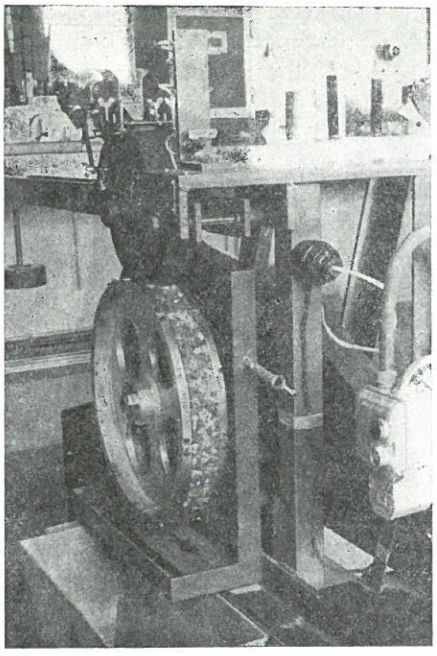


Fig. 2.5.

Máquina de pulimento acelerado del R. R. L.

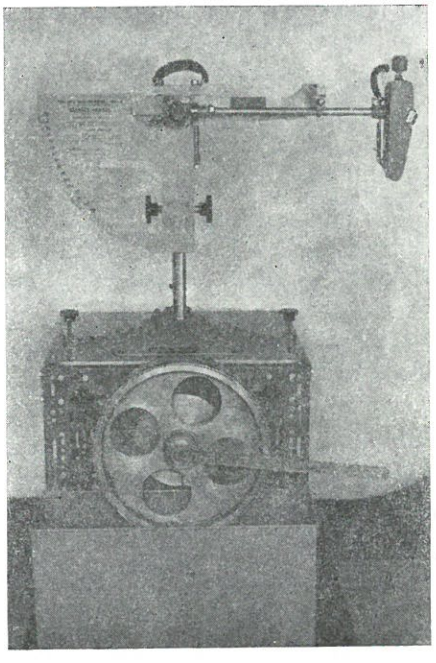


Fig. 2.6.

Péndulo del R. R. L.

ciente de forma se basan en la medida directa de sus dimensiones. Las fórmulas que definen la forma para cada método varían según el criterio estimativo particular, sin existir ninguna relación entre ellos.

Método belga

$$\text{Indice de forma} = \frac{\Sigma e}{\Sigma l}$$

e = Espesor o separación mínima de los dos planos paralelos más próximos que contenga el árido.
l = Longitud o distancia entre los dos planos paralelos más alejados que contenga el árido.

Método inglés

Laja es el árido cuya dimensión mínima (espesor) es inferior a 3/5 de su dimensión media.

Aguja es el árido cuya dimensión mayor (longitud) es mayor que 9/5 de su dimensión media.

La dimensión media la define como la dimensión del tamiz por el que pasa el árido.

Método francés

Similar al anterior, con coeficiente 0,5 y 2 para laja y aguja, respectivamente.

El ensayo de determinación de lajas y agujas no está normalizado en España, siguiéndose generalmente la norma inglesa B. S. 812, no siendo el ensayo aplicable para árido de tamaño inferior a 1/4" (6,5 mm.).

Se toma una cantidad de árido suficiente para proporcionar un número mínimo de 200 partículas de cualquier fracción que haya de ensayarse. La muestra se tamiza, haciendo uso de los tamices especificados en la norma.

Cada fracción tamizada se hace pasar a través de un calibre metálico, que será de ranuras alargadas o de barras (fig. 2.7), según se determine lajas o agujas.

La cantidad total de árido que pasa por los calibres se pesa, expresándose el resultado del ensayo como porcentaje de peso total de la muestra calibrada.

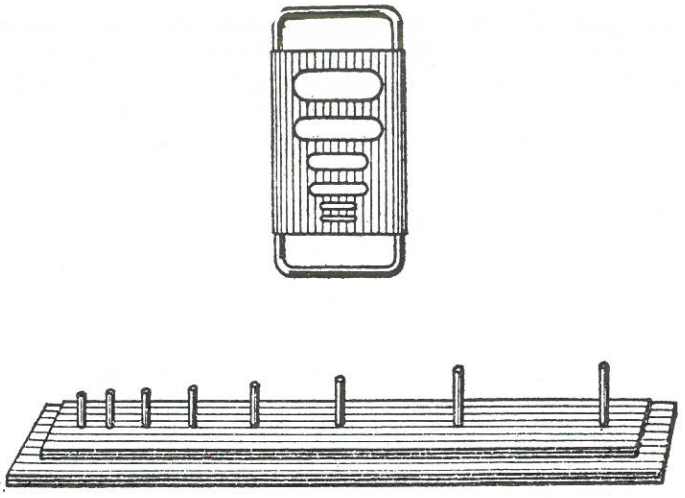


Fig. 2.7.

2.7.6. **Ensayo de friabilidad**

Aunque este ensayo no está normalizado en España, se acepta la norma inglesa B. S. 812/67. Proporciona una medida relativa de la resistencia del árido a la trituración o degradación bajo cargas. Este ensayo puede ser interesante en los áridos gruesos que se emplean en la construcción de carreteras tipo macadam, pero es más utilizado para balasto, puesto que la degradación producida por las traviesas se asemeja bastante a la producida en el ensayo de friabilidad.

El ensayo en sí consiste en tomar una muestra de árido, 3,17 kilos, con una composición granulométrica dada e introducirla en un cilindro de acero normalizado en el que encaja el pisón, sobre el que se aplica una presión total de 40 toneladas, a una velocidad uniforme de cuatro toneladas por minuto. El resultado del ensayo se expresa mediante el coeficiente de friabilidad obtenido por el porcentaje en peso referido al total del material que pasa después del ensayo por el tamiz B. S. número 7 (2,4 mm.).

La correlación del coeficiente de Los Angeles y el de friabilidad es bastante buena, obteniéndose una diferencia de valores entre ambos que permanece constante para cualquier tipo de árido.

2.7.7. **Ensayo de desgaste de Los Angeles**

Este ensayo es de caracterización de la dureza, friabilidad y resis-

tencia al desgaste del árido. La máquina Los Angeles consiste en un cilindro hueco de acero con una longitud interior de 508 mm. (20") y un diámetro interior de 711 mm. (28"). Dicho cilindro lleva sus extremos cerrados y gira en posición horizontal. El cilindro va provisto de una abertura para introducir la muestra que se desea ensayar y un entrepaño para conseguir el volteo del material.

La carga abrasiva que se introduce, junto con la muestra al comenzar el ensayo, son esferas de fundición o de acero con un diámetro aproximado de 47,6 mm. y un peso comprendido entre 390 y 445 g.

La muestra a ensayar está formada por árido limpio y lavado, desecado en estufa a 105-110° C y del que se prepara una de las siete granulometrías indicadas en la N. L. T. 149/72, denominadas por las letras A a G, siendo las primeras, A, B, C y D, granulometrías finas con tamaño menor de 1 1/2" y peso de muestra de 5.000 g., y las E, F y G, granulometrías gruesas con peso de la muestra de 10.000 g.

La carga abrasiva a utilizar depende de la granulometría elegida, siendo de 5.000 g. para las E, F y G; 4.584 g. para la B; 3.330 g. para la C, y 2.500 g. para la granulometría D.

Una vez colocada la muestra y la carga abrasiva correspondiente en la máquina se hace girar el cilindro a una velocidad comprendida entre

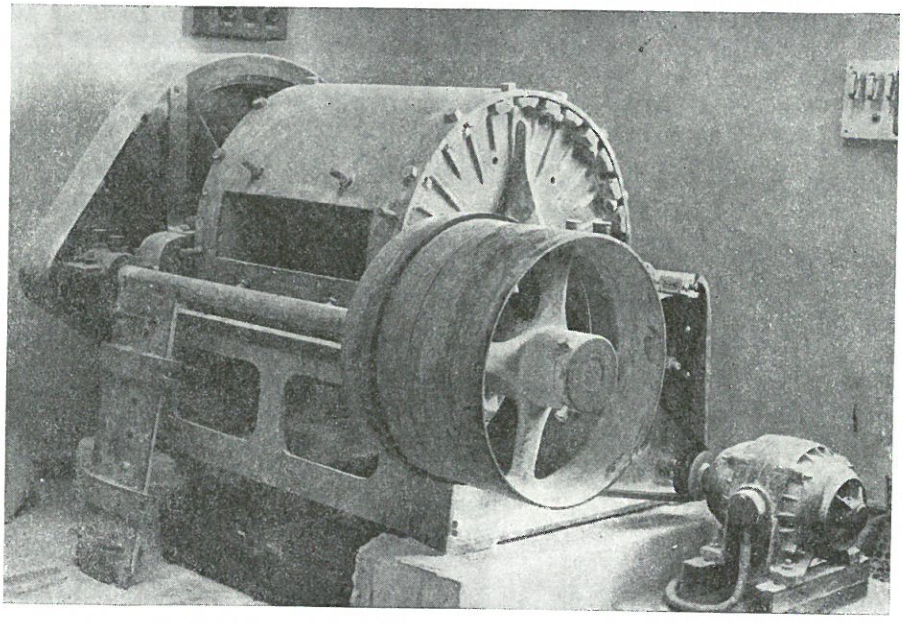


Fig. 2.8.

Máquina de abrasión en el ensayo de Los Angeles

188 y 208 rad/seg. (30 a 33 r. p. m.). Con las granulometrías A, B, C y D el número de vueltas es de 500, mientras que para las E, F y G da 1.000 vueltas. La máquina debe girar de manera uniforme para mantener la velocidad periférica constante. Una vez realizado el ensayo se separa la muestra por el tamiz número 12 (ASTM), lavando y desecando en estufa la muestra retenida en dicho tamiz.

El resultado del ensayo es la diferencia entre el peso original de la muestra y el peso de la misma muestra al final del ensayo, expresada en tanto por ciento, del peso inicial. A este valor numérico se le denomina coeficiente de desgaste de Los Angeles.

2.7.8. **Acción del sulfato**

Determina este ensayo la resistencia a la desintegración de los áridos por la acción de soluciones saturadas de sulfato sódico o magnésico. Da una información útil para juzgar la calidad de los áridos que están sometidos o la acción de los agentes atmosféricos, sobre todo cuando no se dispone de datos sobre el comportamiento de los materiales que se van a emplear en las condiciones climatológicas de la obra.

El método operatorio según la N. L. T. 158/72 es el siguiente: después de preparar la solución de la sal y pesadas las muestras en las cantidades que señala la norma para los diferentes tamaños, se lavan y desecan hasta peso constante, colocándolas por separado en los recipientes perforados propios de este ensayo.

Las muestras se sumergen en la solución de sulfato sódico o magnésico durante un período de tiempo comprendido entre dieciséis y dieciocho horas, manteniendo una temperatura de 21° C. Después del período de inmersión se dejan escurrir quince minutos y se meten en estufa, desecándolas hasta peso constante a 100-105° C. El proceso de inmersión y desecación se continúa hasta el número de ciclos especificado (generalmente cinco ciclos).

Después del ensayo se hacen exámenes cualitativos y cuantitativos del árido ensayado, dándose como resultados del ensayo:

— El peso de cada fracción de la muestra antes del ensayo.

— Pérdida media calculada con el tanto por ciento de la pérdida de cada fracción, teniendo en cuenta la granulometría inicial.

En el caso de partículas de tamaño superior a 3/4":

— El número de partículas de cada fracción antes del ensayo.

— El número de partículas afectadas, clasificadas según la acción, desintegradas, agrietadas, etc.

2.7.9. **Ensayo de adhesividad**

Este método recoge el procedimiento a seguir para la determinación del efecto debido a la acción del agua sobre la película bituminosa que recubre un árido. El método puede utilizarse para juzgar el comportamiento del árido, del ligante o de la mezcla de ambos.

El procedimiento especificado en la N. L. T. 166/58 utiliza 100 g. de gravillas de 9,52 a 6,2 mm., empleándose, en general, en las mismas condiciones a como se van a poner en lo que se refiere a lavado, polvo y humedad.

La mezcla árido-ligante en el ensayo depende de este último, según sea betún de penetración, betún fluidificado, emulsiones o ligantes con o sin activantes.

Una vez envuelto el árido y cubiertas todas sus partículas, se extienden en una bandeja de forma que queden aisladas unas de otras, dejándolas enfriar y/o curar hasta alcanzar la temperatura ambiente.

Una vez frías se las sumerge en agua destilada a 20° C durante veinte horas. Al final de este período se observa visualmente el estado de las partículas, agitándolas durante quince minutos y repitiendo la observación.

Después de finalizar el ensayo se separan las partículas en tres grupos: 1.°, las que no presentan desplazamiento en ningún punto de su superficie; 2.°, las que sólo presentan puntos aislados en bordes, y 3.°, las que presentan zonas total o parcialmente desplazadas, haciendo un recuento aproximado de cada una de las tres clases, se da como resultado del ensayo el área cubierta estimada como superior o inferior al 95 por 100 del área total.

Aparte de este ensayo, que es el utilizado fundamentalmente en España, existe una gran variedad que podemos clasificar como de inmersión estática (Houlnik-Benard, Ensayos del Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Din 1965 V-31, ASTM-D 1664-67 T, Total Water Inmersion Test, etc.). Inmersión dinámica que, esencialmente, son como las anteriores, pero por algún procedimiento mecánico o incluso manual, con espátula, se produce una agitación del árido envuelto y sumergido en agua.

Existen otros ensayos que tratan de simular las condiciones de obra, entre los que podemos citar: Ensayo de placa Vialit, Ensayo de placa Shell, Ensayo de inmersión-compresión N. L. T. 162/63, Inmersión Wheel Tracking, etc.

Tal vez el ensayo de placa Vialit reúna características especiales que le hacen especialmente apto para utilizar en obras de riego. Consiste en extender sobre la placa de 20 $\times$ 20 cm. 1 kg/m^2 del ligante a ensayar. Este ligante se cubre con 100 gravillas del árido de obra, com-

pactado con un cilindro de caucho. Se pone a temperatura ambiente sumergido o no en agua. El plato se invierte sobre tres puntos de un soporte, se deja caer sobre él una bala de 500 g. desde 50 cm. de altura. Se cuenta: a) el número de gravillas desprendidas y no machacadas, b) gravillas desprendidas y machacadas parcialmente y, por fin, c) gravillas que han permanecido adheridas y d) gravillas adheridas y no machacadas. «b + c — d» sirve como índice para juzgar el árido, el ligante o un activante. Presenta las ventajas de eliminar los errores personales. Se puede utilizar por inmersión o no en agua y, por último, se puede hacer a distintas temperaturas.

El ensayo Riedel-Weber podríamos considerarlo como de inmersión química, ya que en él se utiliza el carbonato sódico en disoluciones como agente desplazante. El ensayo no reproduce ni imita las condiciones reales, pues incluso cuando se utiliza para áridos gruesos hay que reducirlos de tamaño, apareciendo nuevas caras con condiciones de adhesividad distintas a las reales.

El árido, reducido a tamaño 0,2/0,5 mm., se envuelve con el ligante. En tubos de ensayo con carbonato sódico de concentraciones crecientes y enumerados del 1 al 10 se van hirviendo cantidades pequeñas y medias del árido envuelto. La concentración para la que el árido pierde la película de ligante que le envolvía se toma como una medida de adhesividad, siendo ésta máxima cuando este índice es 10.

2.7.10. **Estudio petrográfico de los áridos**

Este estudio tiene por objeto determinar la composición mineralógica y las características de índole petrológica que definen la naturaleza de los áridos.

Comprende, en primer lugar, una descripción macroscópica de la roca, analizándose su aspecto y efectuándose una estimación de algunas de sus características físicas, tales como su homogeneidad, dureza, compacidad, coherencia y tenacidad.

El estudio propiamente petrográfico se lleva a cabo por medio del microscopio polarizante, que permite identificar los constituyentes minerales del árido por su color, forma, exfoliación y relieve, así como por sus propiedades ópticas, puestas de manifiesto al ser analizados con luz polarizada. Al mismo tiempo se verifica el tamaño de los cristales y su disposición, determinantes esenciales de la textura de la roca. Esta investigación conduce a una clasificación precisa del material pétreo, permitiendo estimar la calidad que puede esperarse de un árido en relación con el comportamiento experimentado por otros áridos de similares características.

El análisis microscópico se realiza sobre una sección delgada de la roca, de un espesor uniforme próximo a 30 micras, grosor al que son

transparentes la mayor parte de los minerales. La lámina delgada se prepara a partir de una esquirla del material, desbastando una de sus caras mediante frotamiento hasta conseguir el espesor deseado.

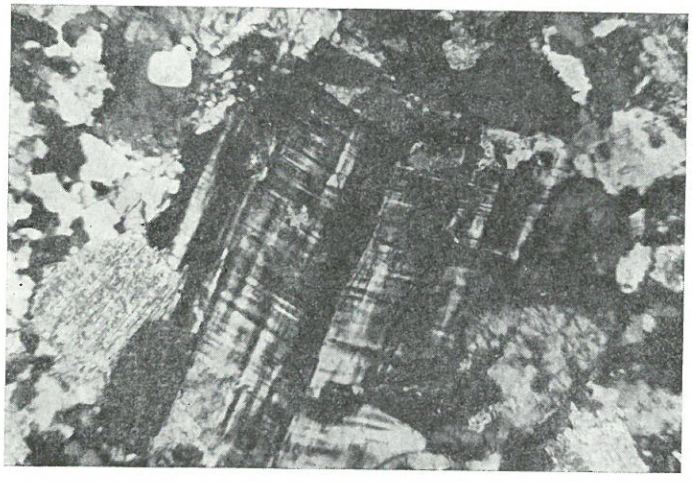


Fig. 2.9.

Vista al microscopio de una roca granítica.

Este estudio pone de manifiesto, como se ha indicado, el tamaño de grano y la existencia de discontinuidades en la roca. Al mismo tiempo permite señalar la presencia de componentes no deseables o, por el contrario, de minerales inertes. Finalmente, posibilita una estimación del grado de alteración de la roca y de la alterabilidad de sus constituyentes, permitiendo juzgar la evolución inmediata de las características del material en el sentido de poder dar origen a transformaciones capaces de modificar sustancialmente el comportamiento del árido.

BIBLIOGRAFIA

1.—BRITISH STANDARDS INSTITUTION: «Normas de ensayo» (año 1967 y revisiones posteriores).

2.—DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS: «Instrucciones para el control de fabricación y puesta en obra de mezclas bituminosas».—M. O. P. Mayo 1965.

3.—ESCARIO, J. L.: «Caminos» (tomo II).

4.—INSTITUTO BELGA DE NORMALIZACION: «Normas N. B. N.».

5.—HIGHWAY RESEARCH BOARD: «Effets of aggregate, size, shape and surface texture on properties of bituminous mixtures».—Special Report 109.—1970.

6.—H. R. B.: «Promising replacements for conventional aggregats for highway use.—Report 135 (1972).

7.—LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO: «Normas de ensayo» (año 1963 y revisión 1972).

8.—MACAU, F., y varios autores: «Los áridos en la construcción. Extracción, preparación y utilización».—E. T. A.—Barcelona, 1967.

9.—UBACH, A.: «El pulimento de los áridos».—Boletines del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, números 58 y 86.

10.—UBACH, A., y SALINAS, J. L.: «Estudio del comportamiento de los materiales pétreos frente a los ensayos normalizados para su valoración como áridos de carreteras».—I Congreso Hispano-Luso-Americano de Geología Económica.

11.—VALERO, L.: «Ligantes y áridos para mezclas».—Cursillo de «Firmes de carreteras y autopistas».—E. T. A.—Barcelona, 1970.

III LIGANTES BITUMINOSOS

3.1. PROPIEDADES GENERALES

Los ligantes bituminosos empleados en carreteras son de dos tipos principales: betunes obtenidos del petróleo y alquitranes. Aunque deben tener un mínimo de propiedades comunes, determinantes de su aplicación en carreteras, existen notables diferencias de las que trataremos más adelante.

En la actualidad, en nuestro país el uso de los alquitranes es muy escaso y en todo el mundo sus aplicaciones disminuyen; sin embargo, es interesante tratar de ellas brevemente.

3.1.1. **Alquitranes**

Se definen los alquitranes de hulla como los productos bituminosos semisólidos o líquidos que resultan de la destilación del carbón de hulla. Las fuentes principales, de las que se obtiene el alquitrán, como subproducto, son los hornos de cok metalúrgico y las fábricas de gas ciudad. En ambos casos resulta un producto «bruto», que no se emplea en carreteras sin un proceso posterior de destilación y reconstitución. Vamos a tratar de este último proceso:

Los alquitranes brutos no se emplean en carreteras por ser poco viscosos, no tener suficiente poder aglomerante, contener agua y productos valiosos en la industria (por ejemplo, benzol). La destilación de los alquitranes brutos suele hacerse en hornos tubulares, en los que se puede trabajar de manera fraccionada, según las temperaturas. Así se comienza eliminando el agua y obteniendo las siguientes fracciones de destilación: aceites ligeros (temperatura menor de 170°), aceites fenólicos (170°-205°), aceites medios (205°-240°), aceites lavados (240°-280°), aceites de antraceno (270°-348°) y breas. Las breas se mezclan con algunos de los aceites destilados (según el tipo de alquitrán que se quiera obtener), llegándose así al alquitrán reconstituido de aplicación en carreteras.

Los aceites también se han aplicado, a veces, en carreteras, bien por sí mismos o más frecuentemente como aditivos regeneradores o fluidificantes de otros ligantes. Tienen las propiedades de mejorar la

adherencia con la mayor parte de los áridos y de tener un precio relativamente económico.

Desde el punto de vista de su naturaleza, los alquitranes son sistemas coloidales, del tipo «sol», con un conjunto de micelas de pesos moleculares altos como fase discontinua y un medio aceitoso continuo rodeando a estas micelas, constituido por hidrocarburos de peso molecular inferior. La alta tensión superficial de la fase continua juega un importante papel en la práctica, haciendo que al mezclar el alquitrán con algunos otros líquidos (por ejemplo, mezclas betún-alquitrán), aquél pueda flocular violentamente.

En el momento actual las especificaciones españolas admiten dos familias de alquitranes (AQ y BQ), según los tipos de aceites y breas que intervienen en su composición. Los del tipo A tienen breas más duras y aceites más volátiles que los del tipo B. Estas familias se subdividen, a su vez, en otros cuatro y tres tipos, respectivamente, según la viscosidad de los mismos y su composición. La viscosidad viene caracterizada por el número que representa la temperatura de equiviscosidad, escrito inmediatamente detrás de la denominación de la familia (BQ-5, AQ-38, por ejemplo).

En los últimos años la disminución en el consumo del alquitrán ha obligado a la industria a estudiar la mejora de sus propiedades mediante el uso de aditivos, o bien el empleo mezclado con otros ligantes. La estructura compleja del alquitrán se presta a polimerizarse fácilmente, cambiando completamente su comportamiento reológico. Esto es lo que se persigue con la adición de algunas resinas, tales como el cloruro de polivinilo (P. V. C.) o las epoxi. El P. V. C. suele añadirse en pequeñas proporciones (1 a 3 por 100) en carreteras, aunque en productos especiales para impermeabilizaciones se usa en mayores cantidades. El tiempo de calentamiento y la temperatura son muy críticos, ya que sino, la polimerización puede ser defectuosa o el producto degradarse. Asimismo, los ligantes modificados de esta manera, una vez fríos, no deben volverse a calentar, pues pueden degradarse fácilmente. Las epoxi pueden usarse como aditivo para modificar el alquitrán, tal como se ha indicado con el P. V. C., o como ligante principal al cual se añade una proporción de alquitrán o brea (del orden del 50 por 100) para abaratar el coste de la resina y para modificar sus propiedades. Estos compuestos «alquitrán-epoxi» y «brea-epoxi» se han utilizado en pavimentos especiales, tales como las capas de rodadura sobre tableros de puentes. Su precio, dada la proporción de resina, es muy elevado.

Por otro lado, en algunos países se ha generalizado el uso de las mezclas alquitrán-betún y betún-alquitrán. Este tipo de mezclas se ha desarrollado, sobre todo, en Gran Bretaña y en otros países productores de alquitrán. Se busca con ellos llegar a ligantes que tengan las ventajas, tanto de los alquitranes como de los betunes. Las mezclas no pueden hacerse en proporciones caprichosas, ya que el alquitrán

puede flocular violentamente. Las proporciones adecuadas pueden ser, o bien 15 a 25 por 100 de alquitrán y el resto betún o bien proporciones inversas (15 a 25 por 100 de betún y el resto alquitrán). En el primer caso se denomina el ligante «betún-alquitrán», y en el segundo, «alquitrán-betún». Las propiedades de estas mezclas se basan en la simbiosis de ambos ligantes:

— Buena adhesividad a los áridos del alquitrán.

— Consistencia elevada y resistencia al envejecimiento del betún.

Asimismo, los estudios para retrasar el envejecimiento del alquitrán, principal enemigo de este ligante, sin disminuir sus buenas propiedades de adherencia a los áridos, continúan de manera intensa.

3.1.2. **Betunes y asfaltos**

Según la nomenclatura europea (*), que es la que se manejará en este capítulo, los betunes se definen como productos bituminosos sólidos o viscosos, naturales o preparados, a partir de hidrocarburos naturales por destilación, oxidación o cracking, que contienen un pequeño tanto por ciento de productos volátiles, poseen propiedades aglomerantes características y son esencialmente solubles en sulfuro de carbono. En su composición entra fundamentalmente el carbono e hidrógeno, con muy pequeñas proporciones de oxígeno, nitrógeno y azufre .

Los asfaltos están compuestos por betunes mezclados con impurezas o cargas minerales no solubles en sulfuro de carbono y que están en la composición en proporciones superiores al cinco por ciento (5 por 100).

Tanto los betunes como los asfaltos pueden ser de origen natural o haber sido obtenidos mediante procesos industriales. Los betunes y asfaltos naturales se han formado en la naturaleza por un proceso de inmigración de determinados petróleos naturales hacia la superficie terrestre, a través de fisuras y rocas porosas, seguido o combinado con una volatilización de sus componentes más ligeros y la consiguiente concentración de los compuestos asfálticos ya existentes en el mismo, que de esta forma se encuentran normalmente mezclados con mayor o menor proporción de materia mineral. Esencialmente, el proceso de su formación es similar al de los betunes obtenidos por destilación del petróleo, con la diferencia de que en el caso de los betunes y asfaltos naturales, el proceso se ha realizado a más baja temperatura y en tiempo infinitamente más largo.

(*) Nomenclatura diferente a la americana, según la cual el término «asfalto» es análogo al de «betún» en la nomenclatura europea.

Los betunes asfálticos naturales han tenido un gran empleo, y aún hoy en día se siguen empleando en las zonas geográficas próximas a sus yacimientos. Determinados asfaltos, debido a algunas características excepcionales para mezclas de tipo especial se emplean también actualmente. Sin embargo, las escasas existencias y el encarecimiento que supone el transporte hacen que la mayor parte del betún asfáltico empleado en la construcción de carreteras proceda del refino del petróleo.

Entre los asfaltos naturales es famoso el de Trinidad, donde existe un gran depósito en forma de lago, suficientemente consistente para permitir el paso de algunos vehículos, y que debido a su composición y carga mineral tiene unas propiedades reológicas bastante apreciables para algunas mezclas usadas en carreteras.

En la naturaleza existen también **rocas asfálticas,** que tienen pequeñas proporciones de betún asfáltico en su estructura, que puede extraerse mediante algunos procesos de molienda y calentamiento, aunque en ocasiones ellas mismas, convenientemente trituradas y calientes, pueden constituir por sí mismas parte de una mezcla asfáltica del tipo «asfalto fundido» o «aglomerado asfáltico» (*). En España existen yacimientos de rocas asfálticas en Alava, Navarra y Burgos.

La obtención de los betunes asfálticos, a partir de los crudos del petróleo, puede hacerse mediante dos procesos:

El primero y más usado consiste en una destilación de los crudos de petróleo adecuados (**), de base asfáltica o semiasfáltica en las refinerías.

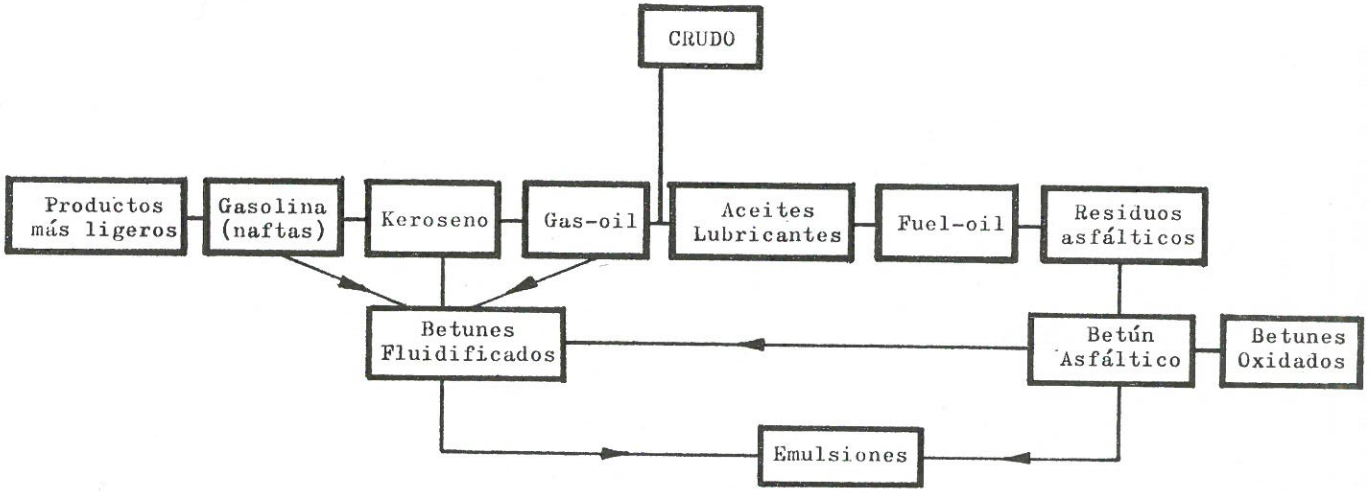
Entre las distintas variantes del sistema de destilación, el más empleado es el de destilación con vacío parcial en combinación con inyección de vapor. El calentamiento se hace en sistema continuo, por medio de hornos-calderas de evaporación rápida del tipo de tubería, que evitan el sobrecalentamiento por la alta velocidad a la que el producto pasa a través de los tubos y por conseguirse que los destilados más ligeros arrastren a los pesados y destilen juntos a más baja temperatura.

El cuadro siguiente nos da una idea de la obtención en refinería, mediante un proceso general, de los betunes de destilación y de los betunes fluidificados (de los que se tratará después) y asimismo de los betunes oxidados. Las emulsiones asfálticas, aunque no suelen obtenerse en refinerías, sino en fábricas apropiadas, alejadas de aqué-

---

(*) Véase el capítulo dedicado a mezclas bituminosas.

(**) Como se sabe y se insistirá más tarde, existen crudos de petróleo más o menos ricos en compuestos asfálticos. Los crudos parafínicos, por su parte, son los que proporcionan peores residuos de destilación desde el punto de vista de las propiedades que interesan en carreteras.


CRUDO
Productos más ligeros
Gasolina (naftas)
Keroseno
Gas-oil
Aceites Lubricantes
Fuel-oil
Residuos asfálticos
Betunes Fluidificados
Betún Asfáltico
Betunes Oxidados
Emulsiones
† Agua
† Emulsionante
† Agua
† Emulsionante

llas, se han incluido en el cuadro para completar los tipos de ligantes más frecuentemente usados en carreteras.

En las refinerías dedicadas esencialmente a la obtención de productos ligeros (naftas, gasolinas, keroseno, etc.), el betún asfáltico se obtiene como el subproducto más pesado de toda la cadena de destilados. Existen otras refinerías (Tarragona, p. e.) dedicadas exclusivamente a obtener betunes asfálticos y que operan sobre crudos de petróleo muy pesados ya de por sí. En este último caso, los componentes ligeros son los subproductos de la fabricación.

En el segundo tipo de proceso, menos frecuente, en lugar de la destilación antes indicada, se obtienen betunes asfálticos a partir de residuos más pesados de crudos del petróleo, que no poseían suficientes compuestos asfálticos, mediante un proceso químico de oxidación y otras operaciones complejas.

Los betunes de destilación suelen llamarse también «betunes de penetración», por ser la penetración de una aguja a 25° C (véase ensayo de penetración) la que sirve para clasificarles de manera elemental.

Los betunes de penetración suelen ser semisólidos o sólidos a temperatura ambiente; por ello, para utilizarse en obras tienen que calentarse y ser manejados durante intervalos de tiempo cortos y precisos. Para ciertas aplicaciones se han puesto a punto los betunes de penetración, a los que se ha añadido un fluidificante más ligero (gasolina, keroseno, aceite pesado, etc.), que rebaja la viscosidad y que posteriormente se evapora en obra (proceso de curado). Son éstos **los betunes fluidificados o cut-backs.**

Los betunes oxidados o soplados (oxiasfaltos, según la terminología americana) se obtienen insuflando aire en un determinado momento sobre los betunes de destilación. El proceso puede hacerse en las mismas refinerías o en fábricas alejadas de ellas. Los betunes oxidados tienen aplicaciones especiales en la industria y en la edificación, debido a sus propiedades especiales, ya que se transforman en productos más duros y menos susceptibles a los cambios de temperatura. En carreteras no se utilizan porque tienen menor ductilidad y adhesividad que los betunes de penetración.

Las emulsiones están formadas por una dispersión de un ligante bituminoso en agua. Se distribuyen, bombean, etc., con facilidad, sin necesidad de calentar, incluso en tiempo frío, y tienen propiedades interesantes respecto a la adhesividad, facilidad para la envuelta y la impregnación de los áridos.

Desde el punto de vista de su naturaleza, el betún asfáltico es un sistema coloidal cuya fase continua está constituida por un medio fluido aceitoso, y una fase discontinua formada por asfaltenos y resinas asfálticas.

Los asfaltenos son los que confieren la mayor parte de las propiedades reológicas de los betunes, y por oxidación o cracking pueden degenerar en compuestos llamados carbenos; son muy ricos en carbono y carecen de las propiedades típicas que en carreteras hacen falta.

Como se ve, la composición de los betunes es extraordinariamente compleja y depende de infinidad de factores y procedencia. En principio, no todos los crudos de petróleo pueden proporcionar buenos betunes al ser refinados, al menos desde el punto de vista de viscosidad, adherencia y resistencia al envejecimiento. Conocido es el caso de los crudos de tipo parafínico, que proporcionan unos betunes casi carentes de las propiedades antes indicadas.

En general, todos los betunes, aparte de su origen y propiedades particulares, presentan una serie de características comunes, tales como el color negro, la facultad de tener una buena adhesividad frente a las superficies de las partículas minerales o de otro tipo, el no ser miscibles con el agua, etc. Sus propiedades mecánicas son función no sólo de la solicitación aplicada, sino también del tiempo durante el que actúa y de otros factores, tales como la temperatura. Todo este comportamiento complejo se engloba dentro del término de reología. La reología de los ligantes bituminosos (tanto betunes como alquitranes) es compleja y difícilmente asimilable a los modelos físicos o matemáticos sencillos; sin embargo, debe ser lo mejor conocida posible por los ingenieros de carreteras, ya que las propiedades de los firmes dependen en gran parte de las de los ligantes que en ellos se han utilizado.

La complejidad del comportamiento reológico de los ligantes hace que normalmente haya que recurrir a ensayos sencillos, que indican solamente un aspecto parcial de todo el problema.

Un buen ligante debe tener en principio las propiedades siguientes:

a) Ser suficientemente fluido durante el empleo (bien mediante calentamiento, fluidificación o emulsificación) para que «moje» o se adhiera bien al árido.

b) Ser suficientemente «consistente» y viscoso para que el firme con altas temperaturas y bajo la acción del tráfico sea poco deformable.

c) Ser suficientemente flexible a bajas temperaturas para que el pavimento no se vuelva frágil.

Como se ha dicho, las propiedades fundamentales de un ligante, tales como viscosidad, resistencia a tracción o compresión, fluencia, etcétera, dependen de la temperatura a que se encuentra. Por ello suelen asimilarse a unos cuerpos viscoelásticos lineales o más com-

plejos. Un estudio aproximado de los betunes como cuerpos viscoelásticos ha establecido una serie de conceptos básicos:

a) Definición de rigidez (a tracción, por ejemplo) como la relación entre la tensión aplicada a una probeta y la deformación producida (*).

b) Esta rigidez es variable según la temperatura y según la velocidad de deformación de la probeta.

c) Pueden establecerse curvas y funciones continuas de variación de la rigidez en función de la temperatura y del tiempo de carga, pero independientes (de manera admisible) de la tensión aplicada.

d) El efecto del aumento de la temperatura es análogo al de la disminución del tiempo de carga, y los dos están íntimamente relacionados para un betún dado.

Por lo anterior vemos que conociendo, por ejemplo, la variación de las propiedades en función de la temperatura (esto es, su susceptibilidad térmica) tenemos una idea muy completa de su comportamiento general ante tiempos diferentes de carga. Este es el fundamento de la mayor parte de los métodos operativos usados en los ensayos habituales y que sirven, como se verá más adelante, para definir unos parámetros capaces de caracterizar de forma parcial las propiedades del ligante.

El envejecimiento de los ligantes bituminosos es un aspecto importante de los mismos. Quizá en carreteras se le haya dado mayor importancia de la que realmente tiene, ya que el efecto destructivo del tráfico es la primera causa del deterioro de los firmes, con una gran diferencia en importancia sobre todas las demás.

El envejecimiento es un fenómeno complejo, en el cual existe una degradación y transformación de los componentes iniciales de cada ligante, perdiendo éstos sus propiedades de consistencia, ductilidad, adhesividad, etc.

En el envejecimiento intervienen como causas acumulativas:

— La acción oxidante del aire.

— La pérdida de los componentes más ligeros.

— La acción de las radiaciones solares.

— La humedad y los ciclos de humedad-sequedad.

(*) Todos los conceptos referentes a la reología se pueden ver con mayor precisión en el capítulo dedicado a mezclas bituminosas.

— Y en todos los casos, como factor muy importante, el espesor de la película de ligante, de manera que cuanto más pequeño es tal espesor, más rápido es el proceso de envejecimiento.

a) **Betunes de destilación.**

Son los ligantes básicos hoy día en la construcción de carreteras. A temperatura ambiente son sólidos o semisólidos, por lo que es preciso manejarlos en caliente, con temperaturas de bombeo del orden de 100° a 150°, según el tipo, y temperaturas de empleo adecuadas para conseguir una buena adhesividad y cubrición de los áridos, del orden de 150° a 220°.

Los betunes de destilación sirven de ligante básico para obtener tanto los betunes fluidificados (o cut-backs) como las emulsiones, de tal forma que, una vez puestos en obra estos dos tipos de ligantes, después de un tiempo determinado sólo queda como «ligante útil» o «residual» el betún inicial, que es el que, en definitiva, actúa como aglomerante.

Los betunes de destilación se llaman también «de penetración» por ser el valor de la penetración de una aguja tarada, expresado en décimas de milímetro y a la temperatura de 25°, el número que sirve para identificarlos. Así, según los intervalos de penetración, en el mercado español existen los siguientes tipos de betunes:

— B 30/40, —B 40/60, — B 60/80, — B 80/100, — B 100/150,

— B 150/200, — B 200/300.

Con el valor de la penetración no existen datos suficientes para caracterizar totalmente un betún de destilación. Es necesario recurrir a una serie de ensayos, que serán descritos en próximos apartados, y que sirven para definir distintos aspectos, tales como: «Temperatura a la que el betún fluye, ductilidad, residuo insoluble en sulfuro de carbono, temperatura de fragilidad, etcétera.» (Véase anejo al capítulo.)

Naturalmente, los betunes con penetración más baja son más duros, fluyen o se reblandecen a temperaturas más altas, son más viscosos a una temperatura dada (la viscosidad sigue leyes, tales como las de la figura 3.6) y más frágiles también. Por ello, en principio, y a igualdad de otras propiedades, deberán usarse más duros cuanto más cálido sea el clima, y también según la rigidez de la mezcla o tratamiento que se quiera proyectar.

b) **Betunes fluidificados (cut-backs).**

Los betunes fluidificados se han desarrollado para poder facilitar el empleo de los betunes de penetración en momentos en que las temperaturas o el tipo de tratamiento exigen viscosidades de aplicación menores que las que, aun calentando fuertemente, tienen, o bien cuando no se puede o no se quiere llegar a tan altas temperaturas. Por tanto, el fluidificante, en general, no es más que un aditivo, que se elimina posteriormente y que sirve para facilitar el manejo en obra y a veces para favorecer también la adhesividad y envuelta.

Las características y proporción del fluidificante sirven para llegar a obtener un ligante con las propiedades de aplicación deseadas. Los intervalos de temperatura a los que destilan los fluidificantes, es decir, sus curvas de destilación, definen la velocidad de curado del producto en obra y, por tanto, el campo de aplicación. Las propiedades de los fluidificantes, tales como su origen parafínico o asfáltico, sirven para mejorar la adhesividad inicial del cut-back con los áridos o para entorpecerla y condicionar otra serie de características secundarias, tales como emulsibilidad, viscosidad, etc. El betún residual tiene unas características propias, que son las que finalmente se conferirán al firme bituminoso construido.

Las especificaciones españolas establecen tres familias de betunes fluidificados: RC (curado rápido), MC (curado medio) y SC (curado lento). Los RC son betunes 80/120, fluidificados con naftas o gasolinas muy volátiles; los MC son betunes 120/300, fluidificados con petróleos o keroseno, y los SC, con gas-oil u otros aceites pesados. Dentro de cada grupo anterior hay cinco tipos, con proporciones decrecientes de fluidificantes y crecientes, por tanto, de viscosidad, que se numeran del 0 al 5. Así existen RC-0, RC1-, RC-5, etc. Para indicar órdenes de magnitud diremos que el tipo 0 tiene el 50 por 100 de fluidificante y el tipo 5 solamente el 18 por 100. (Véase tabla en el anejo al capítulo.)

Esta clasificación no es universal, ya que en algunos países solamente existen seis o siete tipos de betunes fluidificados, con proporciones variables de un fluidificante único. En otros casos también se han utilizado los aceites de alquitrán, con la doble función de fluidificantes y agentes capaces de mejorar la adhesividad u otras propiedades.

El empleo en obra de los cut-backs podrá hacerse a temperatura ambiente en los más fluidificados y se necesitará calentar (120°C-130°C en un RC-5) en los menos. La utilización de los SC y MC será adecuada en los casos en que se requiera un curado lento o, lo que es lo mismo, que el ligante permanezca fluido (poco viscoso) durante bastante tiempo.

La diferencia aparente entre un betún fluidificado y un alquitrán de análoga consistencia se aprecia claramente en el olor característico de cada uno de ellos, aparte de la solubilidad del primero en sulfuro de carbono.

En España, el empleo de los betunes fluidificados, en particular de los RC para riegos superficiales, se ha visto algo obstaculizado por la mala maquinaria de calentamiento que hasta hace poco tiempo existía, por lo que solían presentarse casos de incendio al sobrecalentarse los fluidificantes o bien defectos de ejecución si se regaba a temperaturas bajas.

c) **Emulsiones bituminosas.**

Como se sabe, una emulsión es una dispersión de un líquido en forma de «gotitas de pequeñas dimensiones» dentro de otro, no siendo mezclables ambos entre sí. El primero constituye la llamada «fase discontinua», y el segundo, «fase continua». El diámetro de las partículas en una emulsión de carreteras está comprendido entre tres y ocho micras. Con diámetros mayores la dispersión es muy grosera y tiende a sedimentar. Con diámetros menores, la estabilidad es muy alta, ya que empieza a manifestarse el movimiento browniano de las partículas. Hay dos tipos generales de emulsiones: directas e inversas. Las directas son aquellas en las que la fase continua es de tipo acuoso, y la discontinua, de tipo aceitoso (o bituminoso). De este tipo suelen ser las emulsiones que se emplean en carreteras (betún en agua).

Para fabricar las emulsiones asfálticas existen las plantas de emulsiones, cuya pieza básica es el «molino colidal», que es una máquina constituida por un estátor y un rotor, separados solamente décimas de milímetro, y que con una gran potencia son capaces de dispersar el betún caliente en el agua cuando pasan ambos líquidos de forma continua entre el estátor y el rotor. La dispersión se hace en presencia de un agente emulsionante, cuya misión es triple: facilitar la dispersión; evitar la posterior aglomeración de las partículas, al cargarlas todas eléctricamente con una misma polaridad, haciendo así almacenable la emulsión, y, por último, facilitar la adhesividad y resistencia al desplazamiento respecto a los áridos en obra.

El agua de la emulsión no sirve más que para facilitar la puesta en obra, haciendo que con su baja tensión superficial puedan «mojarse» (*) fácilmente las superficies de los áridos. Cuando las partículas de ligante bituminoso se vuelven a juntar para

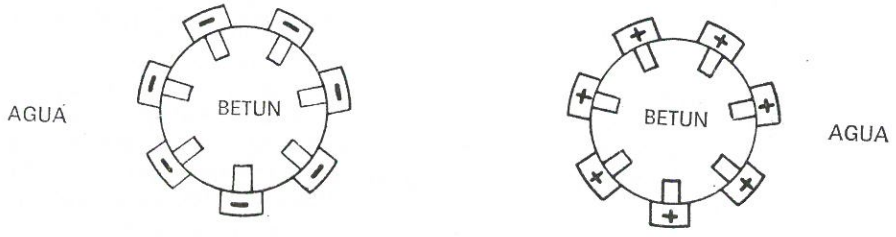
(*) La baja tensión superficial se debe al empleo de agentes tensoactivos como emulsionantes y a la baja viscosidad de la emulsión.

constituir película continua de betún, se dice que la emulsión «rompe» (visualmente el ligante cambia del color marrón por el negro del betún). Este proceso de rotura depende de varios factores: composición y tipo de la emulsión, naturaleza del árido, temperatura exterior que hace que el agua se evapore. Atendiendo a la estabilidad o al tiempo de rotura, las emulsiones se clasifican en emulsiones de rotura lenta, media y rápida. En principio, las primeras deben mezclarse con cemento sin romper, y las segundas, con agua en cualquier proporción.

El proceso de rotura no debe confundirse con el de curado de los betunes fluidificados. En algunos casos, las emulsiones están fabricadas con betunes fluidificados, y entonces hay que distinguir los dos procesos: primero, separación del agua y el betún, y segundo, evaporación de los fluidificantes del betún.

El tiempo de rotura de la emulsión es un factor decisivo a la hora de la aplicación en obra para cada tipo de tratamiento, según la resistencia que se quiera obtener en las primeras obras con vistas a la apertura del tráfico, la compactación o bien con vistas a la insensibilidad a la lluvia.

Las emulsiones para carreteras son aniónicas (o básicas) y catiónicas (o ácidas), según la polaridad que el emulsionante proporciona a las partículas de betún.



E. Aniónica (partícula de betún.)

E. Catiónica (partícula de betún.)

Fig. 3.1.

Las emulsiones aniónicas son las más antiguas. En principio, presentan una buena adhesividad y resistencia al desplazamiento frente a los áridos calizos (que se ionizan positivamente al estar húmedos) y una escasa adhesividad y resistencia al desplazamiento frente a los áridos silíceos (que se ionizan negativamente al estar húmedos). Estas afirmaciones deben tomarse como generalizaciones, con multitud de excepciones en casos particulares, en los que influyen otros factores, tales como textura del árido, limpieza, temperatura, etc.

Las emulsiones catiónicas son mucho más recientes. Su rotura es mucho más rápida, en cualquier caso, que las de las emulsiones aniónicas, ya que en las catiónicas se produce repentinamente al atraerse químicamente las micelas de betún ionizadas con la superficie del árido, también ionizada, mientras que en las aniónicas la evaporación del agua es el factor dominante para la rotura. Las emulsiones catiónicas presentan buena adhesividad con los áridos silíceos y con la mayor parte de los calizos, ya que en este caso existe un ataque previo del ácido clorhídrico disuelto en el agua con la superficie caliza del árido, que facilita la adherencia posterior de las micelas de betún.

Los contenidos normales de ligante (betún o betún fluidificado) que suelen emplearse en fábrica son el 50, 55, 60, 65 y 70 por 100. La diferencia hasta 100 corresponde al contenido de agua. En algunos casos en que conviene usar emulsiones más diluidas, si éstas lo admiten, puede añadirse más agua en obra, evitando así costes innecesarios de transporte.

Las prescripciones de la Dirección General de Carreteras establecen de manera provisional los tipos siguientes de emulsiones:

— EAR-1 y EAR-2: Emulsiones aniónicas de rotura rápida con un contenido de betún del 57/62 por 100 y 62/69 por 100.

— EAM-2: Emulsión aniónica de rotura media con un contenido de betún del 62/69 por 100.

— EAL-1: Emulsión aniónica de rotura lenta con un contenido de betún del 57/62 por 100.

— ECR-1 y ECR-2: Emulsiones catiónicas de rotura rápida con un contenido mínimo de betún puro del 77 por 100 y 62 por 100 y máximo fluidificante del 5 por 100.

— ECM-1 y ECM-2: Emulsiones catiónicas de rotura media con un contenido mínimo de betún puro del 57 por 100 y 62 por 100 y un máximo fluidificante del 30 por 100 y del 12 por 100.

3.1.3. **Aditivos para mejorar los ligantes**

En la actualidad se utilizan con gran frecuencia distintos tipos de aditivos, cuyas funciones, dentro del ligante, son variadas. Existen aditivos que tienden a mejorar la adhesividad con los áridos, y otros que modifican la reología del ligante, aparte de otros tipos menos importantes.

Para mejorar la adhesividad se usan los productos llamados **«activantes».** De su función ya se ha tratado en la parte correspondiente

a la adhesividad, en el capítulo dedicado a los áridos, y asimismo al describir los tipos y función de emulsiones y emulsionantes. En efecto, los activantes son, en general, cuerpos formados por una molécula polar que es capaz de cargar iónicamente el ligante, de forma que su adhesividad con los áridos de polaridad contraria quede asegurada, incluso en presencia de agua (véase capítulo de áridos).

Los activantes más utilizados e interesantes son los catiónicos, y están compuestos por aminas complejas. La razón de su importancia radica en el hecho de que los betunes suelen poseer en su composición ácidos nafténicos libres, que les aseguran una adhesividad con los áridos calizos, pero que dificultan, sobre todo en presencia de agua, la envuelta con los áridos silíceos. El activante catiónico carga positivamente el ligante y modifica su tensión superficial, de forma que en su contacto con las superficies minerales tiendan a desplazar las películas de agua si éstas existen (recuérdese la teoría del ángulo de contacto, figuras 3.2. y 3.3.).

Fig. 3.2.

Al depositar una gota de ligante sobre la superficie de un árido, teóricamente se podrían dar dos casos extremos y toda una serie continua de intermedios, según se representa en estas figuras.

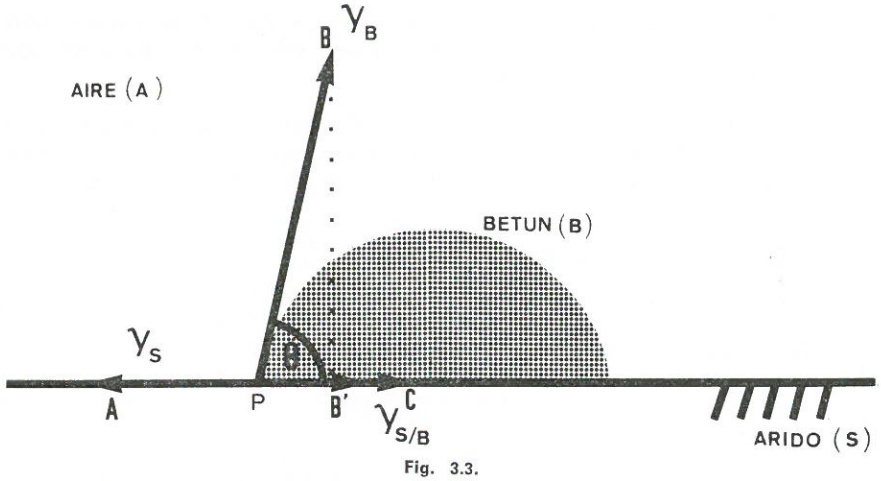


Fig. 3.3.

Representación del ángulo de contacto θ entre árido y ligante, cuyo valor es consecuencia del equilibrio de tensiones interfaciales.

Los activantes catiónicos se presentan como cuerpos sólidos o líquidos que se disuelven fácilmente en los ligantes a altas temperaturas y en proporciones comprendidas entre el 3 al 10 por 1.000. Algunos de ellos se degradan y pierden sus propiedades cuando se ven sometidos a tiempos de calentamiento prolongados: días o semanas, o bien cuando tienen que soportar ciclos repetidos de enfriamiento y calentamiento. Por este último motivo hay que seleccionar el tipo adecuado para cada aplicación.

También se han usado en algunos casos activantes aniónicos, aunque es menos frecuente. Su empleo ha sido importante, con betunes de calidad original tal que no existía la seguridad de una buena adhesividad frente a áridos calizos o neutros.

Para mejorar la reología de los ligantes existen numerosos aditivos. Anteriormente se ha establecido que el comportamiento ante las variaciones de temperatura o «susceptibilidad térmica» puede considerarse como la característica fundamental dentro del comportamiento reológico de los betunes.

Para mejorar esta «susceptibilidad térmica» existen en el mercado numerosos aditivos, algunos de los cuales no han pasado de una etapa experimental. Otros son prohibitivos en carreteras por el incremento de precio que suponen, usándose solamente en productos especiales para juntas o impermeabilizaciones. Con ellos, como hemos dicho, se busca:

— Menor fragilidad a bajas temperaturas.
— Menor fluencia a altas temperaturas.
— Mejora de la adhesividad (en algunos).
— Mejor viscosidad.
— Mayor resistencia al impacto, etc.

El caucho natural o sintético sin vulcanizar, bien en polvo o como emulsión-látex, se ha empleado hace años, en general con éxito, aunque el aumento de precio es considerable. La proporción normal suele oscilar entre el 2 y el 5 por 100 en peso respecto al ligante. Las moléculas de caucho, cuando la adición es correcta, se intercalan entre las del betún y cambian ligeramente la estructura del mismo, lo que determina la mejora de propiedades buscadas. Sin embargo, el proceso de incorporación es, en general, delicado y hay que tener la certeza de que se ha hecho correctamente. El empleo del caucho, más que en carreteras, se ha generalizado en productos especiales.

Asimismo se han añadido a los betunes, a veces, plásticos y resinas, persiguiendo mejoras análogas a las anteriores. Otras veces se han intentado procesos de polimerización parcial.

En los últimos años se ha probado con éxito la incorporación de resinas epoxi en altas proporciones, lográndose ligantes de características excepcionales para pavimentos sometidos a esfuerzos especiales (tableros metálicos de puentes, rampas, etc.). De todas formas, los costes de estos productos son elevadísimos y su empleo sólo está justificado en casos especiales. También se han utilizado resinas más baratas, como el polipropileno atáctico, cuyos efectos son parecidos a los del caucho sobre los ligantes, si bien es un producto aún más delicado de incorporar y puede descomponerse si el ligante modificado se calienta durante mucho tiempo.

Otro producto utilizado es el polietileno comercial granulado, cuyo efecto en la susceptibilidad parece más pronunciado a elevadas que a bajas temperaturas.

3.1.4. **Ligantes no bituminosos usados para pavimentos**

Aunque en pequeña proporción, se usan ciertos tipos de resinas, cauchos, materiales plásticos, etc., como constituyentes básicos de pavimentos especiales de color, resistencia a ciertos agentes agresivos, resistencia a los derivados del petróleo, etc.

Las resinas más baratas utilizadas son del tipo vinílico, acrílico y olefínico. En general, se usan en caliente, aunque a veces se presentan en forma de emulsión acuosa para su utilización en frío. Se emplean estas resinas formando morteros con arenas y filler o bien puras, distribuyéndose en película continua, sobre la que puede extenderse arena o árido fino. Son bastante usadas en estacionamientos de automóviles, pavimentos deportivos y, en general, en zonas que no están sometidas a grandes esfuerzos de tráfico.

Son más costosas, pero tienen una gran calidad, las resinas de poliuretano, y todavía más las epoxídicas. Ambas también pueden usarse puras o formando morteros. Son asimismo resistentes ante todo tipo de productos químicos. Se han usado, sobre todo, en pavimentos industriales, con composiciones convenientemente estudiadas para que tengan una rigidez y flexibilidad adecuadas.

Con todos los ligantes anteriores, el color deseado se consigue utilizando pigmentos minerales o sintéticos, que porporcionan tonalidades nítidas y agradables.

3.2. ENSAYOS CON LIGANTES BITUMINOSOS

Dada la compleja estructura y comportamiento de los ligantes bituminosos, es imprescindible recurrir a ensayos de laboratorio. Estos ensayos tienen por objeto:

a) Identificación de los ligantes, su procedencia, su composición y características estructurales.
b) Control respecto a unas especificaciones dadas, que pueden referirse a propiedades físico-químicas y reológicas.
c) Trabajos especiales de investigación sobre envejecimiento y aspectos más complejos.

En general, existen ensayos normalizados para:

— Betunes de penetración.
— Betunes fluidificados.
— Alquitranes.
— Emulsiones.

Vamos a describir brevemente los ensayos más importantes.

3.2.1. **Viscosidad**

La viscosidad de un ligante es una característica esencial del mismo, tanto desde el punto de vista de su comportamiento en las capas del firme como en el momento de su aplicación, por su manejabilidad, adhesividad y dosificación. La viscosidad de los ligantes bituminosos es, en general, función de la temperatura a la que se encuentran.

La determinación de la viscosidad absoluta de un ligante bituminoso no es fácil. Sin embargo, es necesaria su determinación para llegar a conocer las propiedades generales y la susceptibilidad térmica del ligante.

La viscosidad absoluta se puede medir por varios métodos. (La figura 3.4 muestra esquemáticamente los métodos descritos.)

a) **Placas paralelas.**—En esencia, consiste en dos placas de vidrio, entre las que se interpone una película delgada de ligante, sometida ésta a una tensión constante fija. Se mide la velocidad de deformación y se calcula la viscosidad por la fórmula:

$$\frac{\text{Fuerza}}{\text{Area}} = \text{viscosidad}\,\frac{\text{Velocidad}}{\text{Espesor}}$$

b) **Viscosímetro de cilindro giratorio.**—Se compone de dos cilindros coaxiales, el exterior fijo y el interior móvil. Se coloca la muestra del ligante que se quiere estudiar entre los dos y se aplica un par constante al cilindro interior. Con la

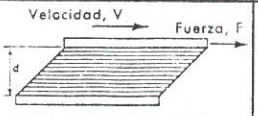
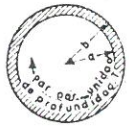
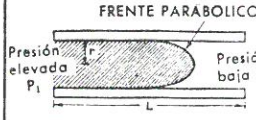
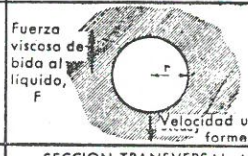
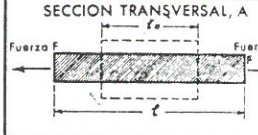
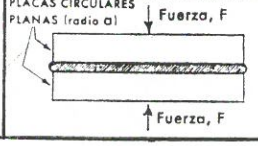
TIPO DE FLUENCIA		FORMULA BASICA PARA UN LIQUIDO NEWTONIANO
CORTADURA SIMPLE		$F/A = \eta \frac{V}{d}$
CORTADURA ENTRE CILINDROS COAXIALES GIRATORIOS		$T = 4\pi\eta \frac{a^2 b^2}{(b^2 - a^2)} \Omega$ (Ω = velocidad rotación)
FLUJO CAPILAR		$\frac{(P_1 - P_2)}{L} = \frac{8}{\pi}\eta \frac{Q}{r^4}$ (Q = Caudal)
CAIDA DE ESFERA		$F = 6\pi\eta r V$
TRACCION O COMPRESION		$F/A = 3\eta \frac{1}{l} \frac{dl}{dt}$ ($\frac{dl}{dt}$ = Velocidad del cambio de longitud)
TRACCION O COMPRESION DE CAPAS DELGADAS		Tiempo t necesario para reducir la separación entre las placas de d_1 a d_2: $t = \frac{3\pi\eta a^4}{4F}\left[\frac{1}{d_2^2} - \frac{1}{d_1^2}\right]$

Fig. 3.4.

Tipos de fluencia, con las ecuaciones básicas relacionadas con ellos, que se utilizan en la determinación de la viscosidad. (R. R. L.)

velocidad de rotación y el diámetro de los cilindros se calcula la viscosidad a una temperatura dada.

Un viscosímetro de este tipo es el Rotovisco; en él, para un momento de torsión aplicado exteriormente, el cilindro interior gira a una velocidad determinada. De esta forma, la medida de la viscosidad se reduce a la medida de un momento de torsión. El cuerpo giratorio se puede hacer girar con 10, 20 ó 30 velocidades, según los accesorios emplea-

dos, y, por consiguiente, realizar las medidas con los ligantes bajo diversas condiciones de corte. Esta posibilidad tiene especial importancia cuando se trata de examinar las anomalías de fluencia, como son la viscosidad estructural y la tixotropía.

c) **Viscosímetros capilares.**—Aunque generalmente se utilizan como viscosímetros relativos, se pueden utilizar también para medir viscosidades absolutas utilizando la fórmula de Poiseuille:

$$\eta = \frac{M^4 \ (P_1 - P_2)}{8 \ Q_1}$$

Otros métodos se basan en la caída de una esfera de peso determinado a través del ligante. La viscosidad absoluta se obtiene aplicando la fórmula de Stokes.

Con ensayos a tracción también se puede determinar la viscosidad. La relación entre la tensión en tracción y la velocidad de deformación de un ligante se denomina coeficiente de tracción viscosa, y para fluidos newtonianos incompresibles (a los que se asemejan los betunes), este valor es igual a tres veces la viscosidad.

Como ensayo de rutina no suelen utilizarse viscosímetros capaces de determinar la viscosidad absoluta de betunes, sino que se recurre a la determinación de una viscosidad relativa.

Los viscosímetros más utilizados son el de Saybolt-Furol y los del tipo Engler y Redwood. Todos ellos se basan en la determinación de un tiempo (en segundos, en general) en que una cantidad determinada de producto bituminoso fluye en unas condiciones normalizadas.

Estos viscosímetros suelen construirse con algunas variantes, según la mayor o menor viscosidad de los productos que se quieran ensayar.

El método para la determinación de la viscosidad por medio del viscosímetro Saybolt-Furol (NLT-133) se utiliza únicamente con ligantes con una viscosidad mayor de veinticinco segundos. El viscosímetro Saybolt-Furol se compone de un baño para la regulación de la temperatura, dentro del cual va instalado el viscosímetro, que es un recipiente en forma de tubo, con un orificio calibrado en su parte inferior, por donde sale el ligante ensayado. El líquido se recoge en un matraz aforado de 60 c. c. de capacidad.

La viscosidad Saybolt-Furol, a una temperatura dada, es el tiempo, en segundos, que han tardado en fluir 60 c. c. del ligante ensayado.

Especialmente para los alquitranes se ha utilizado el sistema e. v. t. o de equiviscosidad. En él se fija el tiempo del ensayo (al contrario que los anteriores) y se expresa la viscosidad como la «temperatura en °C, para la que el tiempo de fluencia del ligante es de cincuenta segundos» (NLT-188).

3.2.2. **Penetración**

Es el ensayo más utilizado para definir la consistencia de los betunes duros. Como hemos dicho, a partir de él suelen clasificarse éstos, y asimismo de aquí se deriva el término «betunes de penetración».

La penetración de un ligante se mide por la distancia, en décimas de milímetro, que una aguja normalizada penetra verticalmente en la muestra a ensayar, en unas condiciones determinadas de carga, tiempo y temperatura.

El ensayo descrito en la NLT-124 se realiza de la siguiente forma: Preparada la muestra en las cajas en unas condiciones de calentamiento y enfriamiento especificadas en la norma, se colocan en un baño de agua a 25° C durante un tiempo comprendido entre hora y media a dos horas. Después se coloca la muestra en la base del penetrómetro y se baja la aguja, con 100 gramos de peso total, hasta que esté en contacto con la superficie del ligante. Puesta la lectura del penetrómetro a cero, se dispara la aguja durante cinco segundos y se lee la penetración obtenida.

Se realizan por lo menos tres ensayos en diferentes puntos, distanciados como mínimo un centímetro de las paredes del recipiente y de las penetraciones anteriores.

Como resultado del ensayo se toma la medida de los tres ensayos realizados.

Aunque este ensayo es importante, la penetración por sí sola no sirve para definir las propiedades reológicas de un betún, y aunque en algunos casos existen buenas correlaciones entre viscosidad absoluta y penetración, como la dada por Saal:

$$\eta = \frac{1{,}58 \cdot 10^{10}}{\text{pen}^{2{,}16}} \text{ poises}$$

las distintas procedencias de los betunes hacen variar tales relaciones.

3.2.3. **Punto de reblandecimiento**

Los valores de la penetración de un betún y de su punto de reblandecimiento, conjuntamente, ya nos permiten definir de manera más completa sus propiedades.

En sí, la temperatura o punto de reblandecimiento es solamente un dato con valor relativo o comparativo, ya que los betunes no son en ningún momento ni sólidos ni líquidos perfectos, sino que son cuerpos viscosos, muy sensibles a la duración de las solicitaciones y a la temperatura. Se trata, por tanto, al hablar de punto de reblandecimiento, de la temperatura para la que el betún tiene una fluidez dada.

El método de ensayo comúnmente utilizado es de Anillo y Bola (A y B).

En este método se define el punto de reblandecimiento como la temperatura a la que una probeta de betún contenida en un anillo metálico mantenido horizontalmente se deforma por el peso de una bola de acero, y toca una superficie horizontal inferior, situada a 2,54 centímetros, cuando se calienta la muestra a una velocidad determinada.

El método de ensayo descrito en la NLT-125 especifica el diámetro y altura del anillo, peso de la bola de acero (3,50 gramos) y velocidad de calentamiento (5° C por minuto). La figura 3.5 es un esquema del aparato de ensayo y la forma de realizarlo.

Se ha obtenido experimentalmente que para la temperatura del punto de reblandecimiento la penetración de todos los betunes es igual a 800 aproximadamente. Basándose en estos resultados, Pfeiffer y Van Doormaal dan una medida de la susceptibilidad térmica mediante el llamado «índice de penetración», definido por la relación que se puede dibujar en un monograma:

$$\frac{d\ \text{Log. pen}}{dT} = \frac{20 - \text{I. P.}}{10 - \text{I. P.}} \cdot \frac{1}{50}; \qquad T \text{ en } °C$$

Por ello, a partir del punto de reblandecimiento y de la penetración a 25° C se puede determinar el índice de penetración, que da una medida de la susceptibilidad térmica y de la desviación del comportamiento newtoniano del ligante. Los betunes generalmente utilizados en carreteras tienen un I. P. comprendido entre + 1 y — 1. Los betunes con I. P. inferior a — 2 son esencialmente newtonianos y se caracterizan por su fragilidad a bajas temperaturas. Los ligantes que tienen I. P. > 2 son menos sensibles a los cambios de temperatura, por ello se suelen utilizar para aplicaciones especiales, tales como impermeabilizaciones, juntas en construcción, etc.

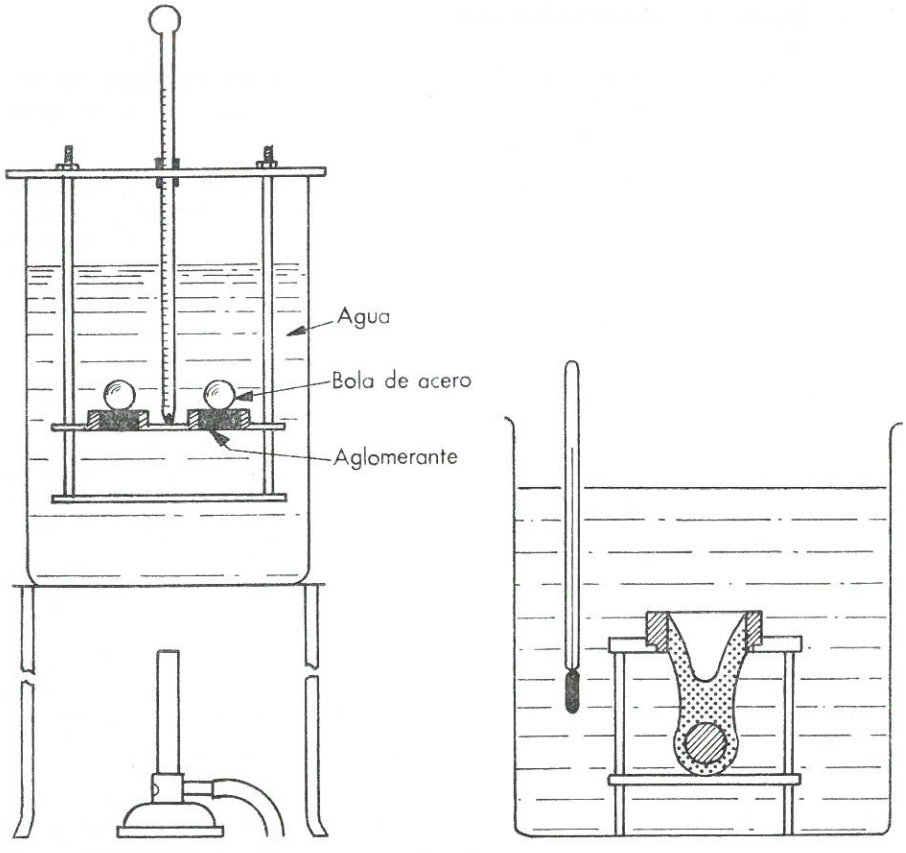


Fig. 3.5.

Determinación del punto de reblandecimiento anillo y bola. (Materiales bituminosos. R. R. L.)

3.2.4. **Ductilidad**

La ductilidad de un betún se mide por el alargamiento (cm.) hasta rotura que puede soportar una probeta sometida a un ensayo de tracción con velocidad de deformación y temperatura determinadas.

El ensayo normalizado en la NLT-126 se realiza de la siguiente forma:

Después de fabricadas las probetas en el molde de la figura 3.6. y mantenidas en baño a 25° C durante hora y media, se separan las piezas laterales de éste y se acoplan los orificios de las abrazaderas en los vástagos del ductilómetro, sometiéndose las probetas a tracción con una velocidad de cinco cm/min.

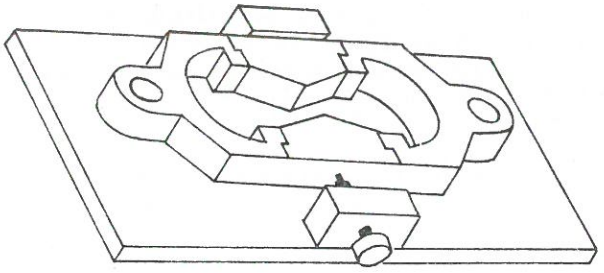


Fig. 3.6.

Molde para el ensayo de ductilidad.

Un ensayo normal es aquel en el que el material se estira formando un hilo hasta que se produce la rotura, sin que en ningún momento se ponga en contacto con la superficie del agua ni con la placa de fondo. Para conseguir estas condiciones es necesario que el peso específico del agua del baño sea igual al del betún.

La distancia a la que se han separado las abrazaderas, desde su posición inicial hasta que se produce la rotura, expresada en centímetros, es el valor de la ductilidad de la probeta . La media de tres probetas es el valor de la ductilidad del betún.

Un ductilómetro normal de ensayo tiene una longitud de un metro, y para los betunes de penetración utilizados generalmente en carreteras se exige que la ductilidad sea mayor de 100. Por ello, en investigación es necesario ductilómetros de mayor longitud (1,50 m.)

La significación de la medida de la ductilidad ha sido muy discutida. Betunes de igual penetración, pero distinto origen, pueden tener valores muy distintos en el ensayo de ductilidad.

Inicialmente se pensó que entre la ductilidad y la adhesividad de un betún existían buenas relaciones. Hoy solamente parece claro que la ductilidad tiene estrecha relación con las propiedades reológicas del betún y que el ensayo, más que de control o rutina, es un ensayo de experimentación a cierto nivel.

3.2.5. **Punto de fragilidad**

El punto de fragilidad tiene un sentido parecido respecto a la fragilidad del betún al del punto de reblandecimiento respecto a su fluencia.

El punto de fragilidad, en ensayo normalizado por Fraass y recogido en la NLT-182, se define como la temperatura a la cual, debido

a la consistencia adquirida por el material bituminoso, se observa la primera fisura en la superficie de una película de ligante de 0,15 milímetros de espesor extendida sobre una placa metálica que se somete, en condiciones especificadas, a ciclos sucesivos de flexión a temperaturas decrecientes.

El mecanismo de flexión consiste en dos tubos concéntricos, uno fijo y el otro móvil, que se acciona con una manivela. El enfriamiento se lleva a cabo llenando de acetona el espacio existente entre dos tubos excéntricos y añadiendo nieve carbónica sólida a la acetona, a través de un embudo, de tal forma que la temperatura descienda a una velocidad uniforme de 1° C por minuto.

Puede usarse, en teoría, con todo tipo de ligantes, pinturas e incluso, con ciertas limitaciones, en másticos. No se utiliza mucho para control o identificación de carreteras; sin embargo, tiene gran importancia para los ligantes bituminosos especiales que se usan en edificaciones, obras hidráulicas, etc.

3.2.6. **Ensayo de solubilidad en sulfuro de carbono (u otro disolvente análogo)**

Lo suelen recoger todos los pliegos de condiciones. Se basa este ensayo en el hecho de que un betún asfáltico puro debe disolverse totalmente en sulfuro de carbono. Por ello las especificaciones españolas exigen, para un betún de penetración, al menos 99,5 por 100 de solubilidad en sulfuro de carbono. Hay que entender, sin embargo, que no siempre las impurezas del betún son perjudiciales. La solubilidad en sulfuro de carbono sirve también para hacer ensayos de control sobre mezclas bituminosas, después o durante el período de construcción.

Los ensayos descritos son los más utilizados con betunes de penetración, aunque existen otros ensayos normalizados para la caracterización de otras propiedades, tales como:

- Peso específico (NLT-122).
- Determinación del contenido de agua (NLT-123).
- Determinación de los puntos de inflamación y combustión en aparato Cleveland (NLT-127) y en aparato Tagliabue (NLT-136).
- Determinación de la solubilidad en tetracloruro de carbono (NLT-130) y en éter etílico (NLT-131).
- Materia orgánica y cenizas (NLT-132), etc.

Un ensayo especificado para **alquitranes** es la determinación de la

viscosidad con el viscosímetro normalizado para alquitranes (S. T. V.). Se expresa la viscosidad con el tiempo en segundos que tardan en fluir 50 ml. de muestra en condiciones determinadas (NLT-187).

La temperatura de equiviscosidad, definida anteriormente, se calcula a partir de este ensayo y las correcciones dadas en la tabla de la NLT-188, que da un valor que, sumado a la temperatura de ensayo, se obtiene el valor de equiviscosidad supuesta.

Además, de este ensayo propio de los alquitranes, existen otras características de estos ligantes bituminosos, tales como destilación (NLT-189), determinación de fenoles, naftalina y materia insoluble en tolueno (NLT-190, 191 y 192).

Dada la escasa utilización del alquitrán en España, no se describen estos ensayos, remitiendo al lector interesado en estos ensayos a las normas correspondientes.

3.2.7. **Ensayos con betunes fluidificados**

Con los betunes fluidificados no pueden hacerse parte de los anteriores ensayos (penetración, punto de reblandecimiento, ductilidad, etcétera), salvo que previamente se haya separado fluidificante y residuo (*). Para la identificación, tanto de uno como de otro, es fundamental el ensayo de destilación fraccionado. En esencia este ensayo, recogido en la NLT-134, consiste en destilar 200 c. c. de la muestra a una velocidad determinada, midiendo los volúmenes de destilación obtenidos a las temperaturas que se especifican. El residuo que queda después de haber alcanzado una temperatura de 360° C se considera betún «residual», con el que se pueden hacer los ensayos propios de los betunes de penetración y ver si tienen las características deseadas. Lo mismo sucede con el fluidificante, obtenido que mediante los ensayos correspondientes, se ve si reúne las condiciones adecuadas.

3.2.8. **Ensayos con emulsiones**

Con las emulsiones bituminosas deben hacerse una serie de ensayos de identificación y control que son específicos de ellas.

El contenido de ligante y agua suele hacerse por **destilación,** de manera que pueden separarse por un lado el agua, por otro el betún residual y por otro los fluidificantes, si es que el ligante inicial los tenía. Con el betún residual pueden hacerse los ensayos descritos en

---

(*) Se llama residuo al betún que resulta después de separar en la destilación los fluidificantes.

los apartados anteriores. Este ensayo, descrito en la NLT-139, es similar al de destilación de betunes y betunes fluidificados.

Para estimar la **homogeneidad** de una emulsión se puede recurrir a distintos procedimientos: análisis de la granulometría de las partículas de betún en el microscopio, tamizado de la emulsión, conteo por aparatos especiales de los distintos tamaños, etc. La granulometría de la emulsión tiene importancia, pues puede ser determinante de la viscosidad, almacenabilidad y estabilidad de la misma.

Mediante el **ensayo de tamizado** (NLT-142) se determina la cantidad de ligante en partículas cuyo tamaño es superior a uno dado, que hay en el producto. Los «grumos», así como la película que se forma en la parte superior, pueden ser debidos a rotura prematura, mal emulsionamiento, tiempo de almacenamiento excesivo, contaminación, etc.

El ensayo se realiza con un tamiz número 20 (ASTM) y una culata tarados. Se hacen pasar 1.000 g. de emulsión por el tamiz. El residuo que queda en el tamiz después de lavarlo con una solución acuosa aniónica o catiónica, según el tipo de emulsión, se calienta durante dos horas a 105° C. El resultado se expresa en tanto por ciento en peso del residuo retenido en el tamiz respecto a la muestra total.

La **viscosidad** de la emulsión suele medirse a 25° y 50° C con el viscosímetro Saybolt-Furol (NLT-138), pudiéndose emplear el viscosímetro aun en el caso en que el tiempo empleado en fluir la emulsión sea inferior a veinte segundos.

Para estudiar la **estabilidad** de la emulsión se estudia su miscibilidad con agua y con cemento. Las emulsiones de rotura rápida no suelen poderse mezclar con agua (en cantidad apreciable), rompiendo inmediatamente al intentar la mezcla. La mezcla con cemento (u otro filler) es la prueba más dura y concluyente de que una emulsión es muy estable (sobreestabilizada o de rotura lenta).

El **ensayo de mezcla con cemento** (NLT-144) sirve para determinar el tanto por ciento de emulsión que se coagula cuando se mezcla con cemento. Sólo se aplica a emulsiones de rotura lenta.

El ensayo consiste en diluir la emulsión que se va a ensayar con agua destilada hasta que contenga un 55 por 100 de residuo y mezclar 100 c. c. de esta solución con 50 g. de cemento, agitando durante un minuto. Se añaden 150 c. c. de agua destilada y se continúa la agitación durante tres minutos.

Después de esta última operación la mezcla se tamiza por el tamiz número 14 (ASTM). Se deseca el residuo y se pesa expre-

sándose el resultado en tanto por ciento de emulsión rota respecto de la emulsión total.

Es importante también el ensayo de **sedimentación,** que caracteriza la almacenabilidad de la emulsión. La NLT-140 describe el ensayo, que consiste en dejar dos muestras de 500 c. c. en reposo durante cinco días. Se sacan 55 c. c. con una pipeta de la parte superior. Con las dos muestras homogeneizadas independientemente se pesan 50 g. y se someten durante tres horas a una temperatura de 163° C. Se obtienen también de los últimos 255 c. c. 50 g., determinándose el residuo por evaporación.

Se calcula el residuo en tanto por ciento de la muestra total y la diferencia entre los dos tantos por ciento, inferior y superior, es el resultado del ensayo de sedimentación.

El **ensayo de demulsibilidad** se realiza solamente con emulsiones aniónicas. Con él se tiene una medida comparativa de la estabilidad de la emulsión.

El método para la realización del ensayo está normalizado por la norma NLT-141.

Esencialmente el ensayo consiste en añadir a 100 grs. de emulsión 35 c. c. de solución de cloruro cálcico, 0,02 N (si la emulsión es de rotura rápida), 50 c. c. de solución de cloruro cálcico, 0,10 N (si la emulsión es de rotura media). Agitando vigorosamente la mezcla y filtrando a continuación a través de un tamiz número 14 (ASTM).

El resultado se expresa en por ciento de betún separado de la emulsión en el ensayo respecto al por ciento de betún de la emulsión obtenida en el ensayo de destilación o residuo por la evaporación.

Por ejemplo:

Porcentaje de betún en la muestra = 50,0

Porcentaje de betún separado en el ensayo = 25,0

Porcentaje de emulsibilidad = $25/50 \times 100 = 50$

Es decir, el 50 por 100 de betún de la muestra original se ha separado en las condiciones del ensayo.

En las emulsiones catiónicas se ha intentado la normalización de un ensayo similar al anterior, utilizando para ello reactivos adecuados. No se ha conseguido, sin embargo, la misma precisión ni representatividad de resultados, por lo que con estas emulsiones no existe un ensayo similar.

Aparte de los ensayos descritos anteriormente, está claro

que la determinación del **grado de acidez o pH** de la emulsión sirve de manera inmediata para identificarla como aniónica o catiónica. Dentro de cada una de estas dos familias las variaciones del pH influyen directamente sobre la estabilidad y la adhesividad de la emulsión. También existen ensayos para determinar la **heladicidad, adhesividad,** etc.

3.3. Maquinaria para el manejo y empleo de los ligantes bituminosos

3.3.1. Refinerías

Las refinerías de petróleos son los grandes complejos fabriles donde se obtienen gasolinas, keroseno, gas-oil, etc., a partir de los crudos petrolíferos. Estos crudos se clasifican en tres clases principales:

a) De base parafínica, compuestos principalmente de hidrocarburos de cadena abierta ($C_n H_{2n+2}$ — $C_n H_{2n}$ — $C_n H_{2n-2}$)

b) De base nafténica, compuestos de fórmula general $C_n H_{2n}$

c) De base mixta.

Se puede incluir una cuarta clase, denominada aromática por su gran contenido en este tipo de hidrocarburos.

Los crudos de petróleo se transportan en buques-tanque o por oleoductos a las refinerías.

Los betunes asfálticos, bien se obtengan en la refinería como subproducto o como materia principal, se almacenan en depósitos con sistemas de calentamiento, a partir de los cuales se puede servir directamente a los clientes o llevar a cabo mezclas para obtener ligantes de características deseadas.

Desde las refinerías se sirve a camiones-cisterna especiales, a vagones de FF. CC. o a «buques asfalteros» para realizar el transporte del producto.

3.3.2. Manejo y bombeo de betunes asfálticos

Las operaciones de trasvase por tubería de betunes asfálticos tienen que hacerse a altas temperaturas para que la viscosidad no sea excesiva. En la figura 3.7. se indica la variación de la viscosidad de varios betunes en función de la temperatura. Como puede deducirse fácilmente, todas las tuberías, depósitos, etc. deben estar siempre calorifugados, para lo que se usan materiales aislantes tales como la lana de vidrio, aglomerado de corcho, etc. Aparte del aislamiento hay que prever muchas veces sistemas de calefacción, que en el caso

de las tuberías puede hacerse mediante otras tuberías menores y adyacentes a las primeras, por las que circula aceite caliente o vapor sobrecalentado. Las uniones de tuberías se deben hacer por bridas, aunque se utilizan con frecuencia las uniones soldadas.

Para bombear los betunes se descartan las bombas centrífugas. Se utilizan preferentemente las de paletas y las de engranajes, generalmente calentadas mediante camisas de vapor o aceite y siempre sobredimensionadas respecto a potencia. En instalaciones de obra en máquinas, tales como cisternas regadoras, plantas mezcladoras de aglomerado, etc., se utilizan con frecuencia bombas de engranajes o bombas alternativas, con la misión específica de poder dosificar los caudales a una presión fijada. Las bombas que se usan con los ligantes bituminosos suelen trabajar relativamente a pocas revoluciones (me-

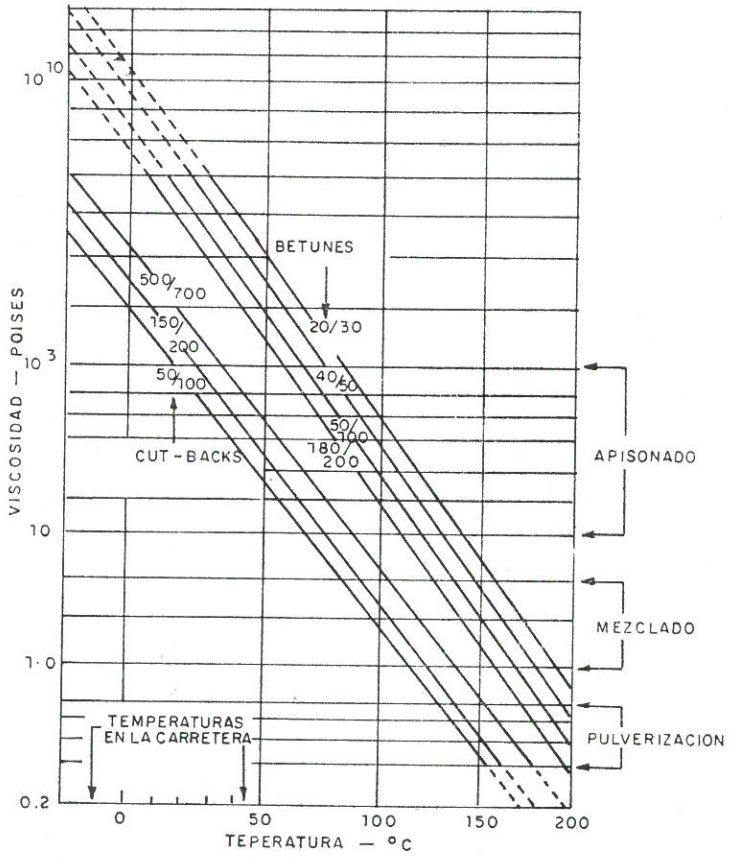


Fig. 3.7.

Viscosidad-temperatura en los betunes asfálticos.

nos de 1.000 r. p. m.). Cuando se trate de emulsiones asfálticas hay que evitar las bombas que produzcan mucha turbulencia e introduzcan aire, ya que puede dañarse la estabilidad de la emulsión, formarse espuma, etc.

3.3.3. **Calentamiento de ligantes asfálticos**

Se trata de uno de los problemas más importantes en la utilización de los ligantes. Es necesario calentar para el empleo en obra y para conservar la temperatura durante los transportes o en los períodos de almacenamiento, así como para el bombeo y trasvase por tubería. El calor específico de los betunes es próximo a 0,5, pero debido a su alta viscosidad el calentamiento es difícil, ya que no se forman de modo inmediato corrientes de convección, existiendo el peligro de llegar a tener partes sobrecalentadas y otras frías. Los sistemas fundamentales de calentamiento son fuego directo, circulación de aceite y circulación de vapor de agua.

El fuego directo es el sistema más peligroso, por el sobrecalentamiento que puede producir en algunas zonas. Las calderas fundidoras primitivas tenían hogares para leña y carbón, tales como las de la figura 3.8., y un sistema más o menos elaborado de evacuación de humos, que también se utilizan para calentar el ligante y que se eli-

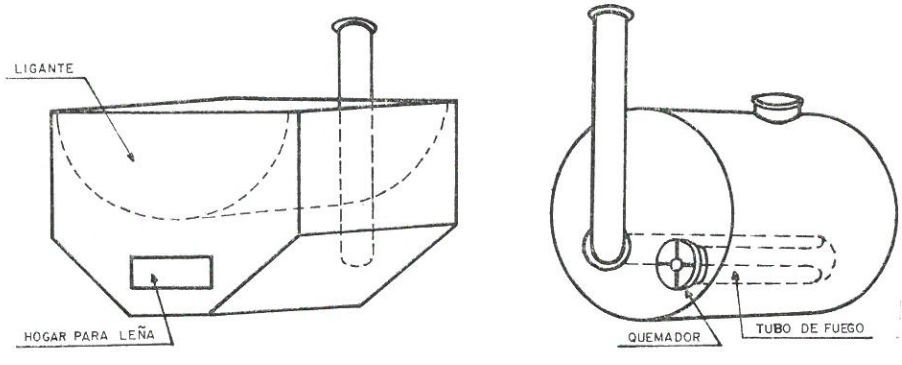


Fig. 3.8.

minaban por una chimenea. En la actualidad se ha sustituido la leña por quemadores manuales, semiautomáticos o automáticos de petróleo o fuel-oil. Los hogares son en forma tubular, convenientemente calculados según las Kcal/hora de potencia del quemador, y con una evacuación de humos a través de una chimenea. Este es el sistema más frecuente en pequeñas unidades de transporte, tanques regadores, etc. y suele complementarse con el empleo de una bomba que

en circuito cerrado hace circular el ligante, favoreciendo el calentamiento uniforme y evitando sobrecalentamientos. Estas bombas en los tanques regadores sirven para dar la presión necesaria al ligante para que se pulverice en los difusores en el momento de efectuar el riego.

El calentamiento por circulación de aceite se efectúa mediante un sistema de serpentines situados con mayor profusión en las zonas más necesarias, por ejemplo en las inmediaciones de la boca de salida de los depósitos. Por los serpentines pasa aceite a altas temperaturas (nunca peligrosas, como en el caso del fuego directo) impulsado por una bomba. El calentamiento del aceite se efectúa en un horno, mediante un quemador automático de fuel-oil. Este sistema es el que se utiliza en grandes instalaciones fijas, tales como depósitos de refinerías, plantas de aglomerado bituminoso, etc.

El vapor de agua, aunque es un buen sistema de calentamiento, se usa actualmente muy poco, ya que los sistemas de circulación de aceite son más sencillos y seguros. El principio es el de la circulación de vapor de agua a alta presión (hasta siete atmósferas), producido por una caldera o generador de vapor. Sigue siendo útil su empleo en las fábricas de emulsiones por la facilidad de poder calentar directamente el agua al inyectarle vapor.

3.3.4. **Almacenamiento y transporte**

Los depósitos de betunes suelen ser de dos tipos: los de las grandes instalaciones de almacenamiento (generalmente superiores a 100 m^3 y de eje vertical) y los de las instalaciones de obras, tales como plantas asfálticas (menores de 50 m^3 y de eje horizontal). Son todos de chapa de acero, calorifugados con mantas de lana de vidrio o análogas, y protegidos exteriormente por una chapa fina de aluminio o acero. El calentamiento en los depósitos grandes se hace con serpentines de aceite, que calientan sólo intensamente la zona más próxima a la boca de salida. En los depósitos pequeños sigue siendo frecuente el calentamiento por tubo de fuego. Todos los depósitos tienen respiraderos para la evacuación de gases, cuya inflamabilidad representa un peligro.

El transporte de ligantes se hace en depósitos móviles, situados sobre camión o vagón de FF. CC., que deben tener condiciones mecánicas especiales (se les suelen instalar sistemas de rompe-olas y reforzar la estructura). Hoy día están empezando a usarse cisternas de aluminio, que disminuyen notablemente el peso muerto en el transporte.

ANEJO

ESPECIFICACIONES SOBRE LIGANTES BITUMINOSOS Y RECOMENDACIONES DE EMPLEO

Aplicaciones de los alquitranes de hulla

— En estabilizaciones y riegos de imprimación:
Tipo BQ-5.

— En tratamientos por penetración:
Tipos AQ-38 y AQ-46.

— En tratamientos superficiales:
Tipos AQ-38 y AQ-46.

— En riegos de adherencia:
Tipos AQ-36 y AQ-46.

— En mezclas bituminosas en frío:
Tipos AQ-38, BQ-30 y BQ-38.

— En mezclas bituminosas en caliente:
Tipos AQ-46, AQ-54 y BQ-46.

En cualquier caso debe tenderse a la utilización de los alquitranes de hulla de la máxima viscosidad compatible con el procedimiento y equipo de empleo.

TABLA I

ESPECIFICACIONES DE ALQUITRANES DE HULLA TIPO «A»

CARACTERISTICAS		Norma de ensayo NLT	TIPOS					
			AQ38		AQ46		AQ54	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Equiviscosidad	°C	188/63	36,5	39,5	44,5	47,5	52,5	55,5
Contenido de agua, en peso	%	137/63		0,5		0,5		0,5
Destilación		189/63						
a) Hasta 200° C, en peso	%			0,5		0,5		0,5
b) Entre 200° C y 270° C, en peso	%		3	10	2	7	1	5
c) Entre 270° C y 300° C, en peso	%		4	9	2	7	2	7
b + c, en peso	%			16		12		10
Punto de reblandecimiento A y B, del residuo de destilación	°C	125/63	35	53	35	55		56
Contenido de fenoles, en volumen	%	190/63		3,0		2,5		
Contenido de naftalina, en peso	%	191/63		4,0		3,0		
Materia insoluble en tolueno, en peso	%	192/63		24		25		26
Peso específico a 25° C/25° C		122/63	1,11	1,25	1,12	1,26	1,13	1,27

TABLA II

ESPECIFICACIONES DE ALQUITRANES DE HULLA TIPO «B»

CARACTERISTICAS		Norma de ensayo NLT	TIPOS							
			BQ5		BQ30		BQ38		BQ46	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Equiviscosidad	°C	188/63	0,0	10,0	28,5	31,5	36,5	39,5	44,5	47,5
Contenido de agua, en peso	%	137/63		0,5		0,5		0,5		0,5
Destilación		189/63								
a) Hasta 200° C, en peso	%			0,5		0,5		0,5		0,5
b) Entre 200° C y 270° C, en peso	%		15	25	4	11	1	8	1	5
c) Entre 270° C y 300° C, en peso	%		5	15	4	9	4	9	2	7
b + c, en peso	%			35		16		13		11
Punto de reblandecimiento A y B, del residuo de destilación	°C	190/63			35	46	35	47	35	49
Contenido de fenoles, en volumen	%	125/63		3,0		3,0		2,5		2
Contenido de naftalina, en peso	%	191/63		4,0		4,0		2,5		2,5
Materia insoluble en tolueno, en peso	%	192/63		12		23		1,25		25
Peso específico a 25° C/25° C		122/63	1,10	1,15	1,10	1,24	1,11	24	1,12	1,26

Aplicaciones de los betunes asfálticos

— En tratamientos por penetración:
Tipos B 80/100, B 100/150 y B 150/200.

— En tratamientos superficiales:
Tipos B 150/200 y B 200/300.

— En mezclas bituminosas en caliente:
Tipos B 40/60, B 60/80, B 80/100, B 100/150 y B 150/200.

— En mástic asfáltico y asfalto fundido:
Tipos B 30/40, B 40/60 y B 60/80.

TABLA III

ESPECIFICACIONES DE BETUNES ASFALTICOS

CARACTERISTICAS	Norma de Ensayo NLT	TIPOS													
		B 30/40		B 40/60		B 60/80		B 80/100		B 100/150		B 150/200		B 200/300	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Penetración 10^{-1} mm. (a 25° C, 100 g., 5 s.)	124/63	30	40	40	60	60	80	80	100	100	150	150	200	200	300
Indice de penetración	181/63	— 1	+ 1	— 1	+ 1	— 1	+ 1	— 1	+ 1	— 1	+ 1	— 1	+ 1	— 1	+ 1
Pérdida por calentamiento % (a 163° C, 5 h.)	128/63		0,5		0,5		0,5		1,0		1,0		1,0		1,5
Ductilidad a 25° C cm. (5 cm/min.) a 15° C cm.	126/63	40		60		80		100		100		100		100	
Penetración del residuo después de la pérdida por calentamiento, en % de la penetración original	124/63	75		75		75		75		75		75		75	
Solubilidad en Cl_4C* %	130/63	99,5		99,5		99,5		99,5		99,5		99,5		99,5	
Punto de Fraass °C	182/68		— 2		— 5		— 8		— 10		— 12		— 15		— 18
Peso específico (a 25° C/25° C)	122/63	1,00	1,07	1,00	1,07	1,00	1,07	1,00	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05	0,99	1,05

* Si la solubilidad en Cl_4C es inferior al 99,5 % y superior al 99,0 %, se determinará la solubilidad en S_2C (NLT - 129/63), debiendo ser la diferencia entre ambas solubilidades menor de 0,5.

Aplicaciones de los betunes fluidificados

— En estabilizaciones:
Tipos MC-0, MC-3 y RC-2 y RC-3.

— En riegos de imprimación:
Tipos MC-0 y MC-1.

— En tratamientos superficiales:
Tipos RC-3, RC-4 y RC-5.

— En riegos de adherencia:
Tipos RC-0, RC-1 y RC-2.

TABLA IV

ESPECIFICACIONES DE BETUNES ASFALTICOS FLUIDIFICADOS DE CURADO MEDIO

CARACTERISTICAS	Norma de Ensayo NLT	TIPOS											
		MC0		MC1		MC2		MC3		MC4		MC5	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Punto de inflamación °C	136/63	38		38		66		66		66		66	
Viscosidad Saybolt Furol	133/63												
a 25° C s		75	150										
a 50° C s				75	150								
a 60° C s						100	200	250	500				
a 82° C s										125	250	300	600
Destilación (% del volumen total destilado hasta 360° C)	134/63												
a 225° C %			25		20		10		5		0		0
a 260° C %		40	70	25	65	15	55	5	40		30		20
a 316° C %		75	93	70	90	60	87	55	85	40	80	20	75
Residuo de la destilación a 360° C % (en volumen por diferencia)	134/63	50		60		67		73		78		82	
Ensayos sobre el residuo de destilación:													
Penetración (a 25° C, 100 g. 5 s) 10^{-1} mm.	124/63	120	300	120	300	120	300	120	300	120	300	120	300
Ductilidad (a 25° C, 5 cm/minuto) cm.	126/63	100		100		100		100		100		100	
Solubilidad en Cl_4C * %	130/63	99,5		99,5		99,5		99,5		99,5		99,5	

* Si la solubilidad en Cl_4C es inferior al 95,5 % y superior al 99,0 %, se determinará la solubilidad en S_2C (NLT-129/63), debiendo ser la diferencia entre ambas solubilidades menor de 0,5.

TABLA V

ESPECIFICACIONES DE BETUNES ASFALTICOS FLUIDIFICADOS DE CURADO RAPIDO

CARACTERISTICAS	Norma de Ensayo NLT	TIPOS											
		RC0		RC1		RC2		RC3		RC5		RC4	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Punto de inflamación °C	136/63					27		27		27		27	
Viscosidad Saybolt Furol	133/63												
a 25° C s		75	150										
a 50° C s				75	150								
a 60° C s						100	200	250	500				
a 82° C s										125	250	300	600
Destilación (% del volumen total destilado hasta 360° C)	134/63												
a 190° C %		15		10									
a 225° C %		55		50		40		25		8			
a 260° C %		75		70		65		55		40		25	
a 316° C %		90		88		87		83		80		70	
Residuo de la destilación a 360° C % (en volumen por diferencia)	134/63	50		60		67		73		78		82	
Ensayos sobre el residuo de destilación:													
Penetración (a 25° C, 100 g. 5 s) 10^{-1} mm.	124/63	80	120	80	120	80	120	80	120	80	120	80	120
Ductilidad (a 25° C, 5 cm/minuto) cm.	126/63	100		100		100		100		100		100	
Solubilidad en Cl_4C * %	130/63	99,5		99,5		99,5		99,5		99,5		99,5	

* Si la solubilidad en Cl_4C es inferior al 95,5 % y superior al 99,0 %, se determinará la solubilidad en S_2C (NLT-129/63), debiendo ser la diferencia entre ambas solubilidades menor de 0,5.

Aplicaciones de las emulsiones asfálticas

— En estabilizaciones:
Tipos EAL-1, EAM-2, ECM-1 y ECM-2.

— En riegos de imprimación:
Tipos EAL-1 y EAM-2.

— En tratamientos de penetración:
Tipos EAR-1, EAR-2, ECR-1 y ECR-2.

— En riegos superficiales:
Tipos EAR-1, EAR-2, ECR-1 y ECR-2.

— En lechadas bituminosas:
Tipos EAL-1 y catiónicas especiales.

— En riegos de adherencia:
Tipos EAR-1 y ECR-1.

— En mezclas bituminosas en frío:
Tipos ECM-1, ECM-2 y en ocasiones EAL-1 y EAM-2.

TABLA VI

ESPECIFICACIONES DE EMULSIONES ANIONICAS

CARACTERISTICAS	Norma de Ensayo NLT	TIPOS							
		EAR1		EAR2		EAM2		EAL1	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Viscosidad Saybolt Furol	138/63								
a 25° C s		20	100			100		20	100
a 50° C s				75	400				
Residuo de destilación %	139/63	57	62	62	69	62	69	57	62
Sedimentación a los 5 días %	140/63		3		3		3		3
Demulsibilidad:	141/63								
35 ml. de Cl_2Ca 0,02 N %		60		50					
50 ml. de Cl_2Ca 0,10 N %							30		
Tamizado (retenido en el tamiz núm. 20 ASTM) %	142/63		0,10		0,10		0,10		0,10
Mezcla con cemento %	144/63								2,00
Ensayos sobre el residuo de destilación:									
Penetración (a 25° C, 100 g. 5 s) 10^{-1}mm.	124/63	100	200	100	200	100	200	100*	200
Ductilidad (a 25° C, 5 cm/min.) cm.	126/63	40		40		40		40	
Solubilidad en Cl_4C %	130/63	97,5		97,5		97,5		97,5	

* Para algunos usos especiales puede ser aconsejable una penetración del residuo inferior a la señalada. En tales casos el límite inferior de la penetración del residuo será de 40×10^{-1} mm. y la emulsión correspondiente se designará como EALL1.

TABLA VII

ESPECIFICACIONES DE EMULSIONES CATIONICAS

CARACTERISTICAS	Norma de Ensayo NLT	TIPOS									
		ECR1		ECR2		ECM1		ECM2		ECL1	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Viscosidad Saybolt Furol	138/63										
a 25° C s		20	100							20	100
a 50° C s				20	100	20	100	20	300		
Carga de las partículas pH.	194/68	positiva		positiva		positiva		positiva		positiva	
	195/68										6,7
Contenido de agua en volumen %	137/63		40		35		25		28		43
Contenido de betún asfáltico residual %	197/68	57		62		57		62		57	
Fluidificante por destilación en volumen %	197/68		5		5		20		12		
Sedimentación a los 5 días %	140/63		5		5		5		5		5
Tamizado (retenido en el tamiz núm. 20 ASTM) %	142/63		0,10		0,10		0,10		0,10		0,10
Mezcla con cemento %	144/63										2
Resistencia al desplazamiento por el agua:	196/68										
Con áridos secos %						80		80			
Con áridos húmedos %						60		60			
Ensayos sobre el residuo de destilación:											
Penetración (a 25° C, 100 g. 5 s) 10^{-1}mm.	124/63	100	200	100	200	100	250	100	250	100*	200
Ductilidad (a 25° C, 5 cm/min.) cm.	126/63	40		40		40		40		40	
Solubilidad en Cl_4C %	130/63	97,5		97,5		97,5		97,5		97,5	

* Para algunos usos especiales puede ser aconsejable una penetración del residuo inferior a la señalada. En tales casos el límite inferior de la penetración del residuo será de 40×10^{-1} mm. y la emulsión correspondiente se designará ECLL1.

NOTA.—Se podrán fabricar y emplear emulsiones especiales que no cumplan las presentes prescripciones siempre que el fabricante indique claramente sus características, determinadas de acuerdo con los ensayos exigidos en este cuadro y que éstas sean aceptadas por la Administración.

BIBLIOGRAFIA

1. ALEMAS: «Especificaciones y normalización de productos bituminosos para su empleo en carreteras». Madrid, 1969.
2. BARTH: «Asphalt-Science and Technology». Nueva York, 1962.
3. BECHER: «Emulsiones. Teoría y práctica». Madrid, 1972.
4. DURIEZ Y ARRAMBIDE: «Liants Routièrs et Enrobés». Dunod, 1959.
5. INSTITUTO DEL ASFALTO: «Manual del asfalto», 1969.
6. PFEIFFER: «The properties of asphaltic bitumen». Elsevier Publishing C.º Nueva York, 1950.
7. ROAD RESEARCH LABORATORY D. S. I. R.: Materiales bituminosos en construcción de carreteras». M. O. P. Madrid, 1965.
8. SYNDICAT DES FABRICANTS D'EMULSIONS ROUTIERES DE BITUME: «Les emulsions des bitumes». París, 1966.
9. TRAXLER: «El asfalto». México, 1962.
10. VALERO ALONSO, L.: «Ligantes y áridos para firmes de carreteras. Firmes de carreteras y autopistas». ETASA, 1970.
11. VELAZQUEZ, M.: «Asfaltos». Dossat. Madrid, 1961.

IV CAPAS GRANULARES

4.1. PROPIEDADES FISICAS DE LAS CAPAS GRANULARES

Las propiedades físicas que más interesan en este tipo de capas suelen venir determinadas por las características de los materiales que las constituyen, y son esencialmente:

- la estabilidad o deformabilidad bajo la acción de una o múltiples cargas,
- la permeabilidad,
- la compacidad,
- la susceptibilidad de sus propiedades ante la acción del agua o las heladas,
- la durabilidad, etc.

Si se tienen en cuenta los problemas de ejecución de las obras, es importante considerar también como característica determinante la manejabilidad del material para ser puesto en obra y compactado.

Como primer paso se pueden distinguir tres tipos de estructuras en los materiales que forman estas capas. En efecto, una vez compactada una capa granular puede suceder (Fig. 4.1.a.):

a) Que existan abundantes huecos entre las partículas minerales de mayor tamaño, que son las que resistirán por contacto mutuo y rozamiento interno formando un esqueleto mineral. En este caso se obtienen unas capas con buenas condiciones drenantes, estabilidad poco susceptible a la acción del agua y que será tanto más alta cuanto mayor sea el rozamiento interno, debido a la forma de sus partículas y a su textura superficial y a la presión de confinamiento lateral e insensibilidad a la helada. Los materiales de este tipo son difíciles de compactar y manejar en obra, especialmente si tienen caras de machaqueo o fractura. Un material tipo que responde a estas características es el macadam, formado por piedra machacada y las zahorras muy permeables formadas por gravas naturales.

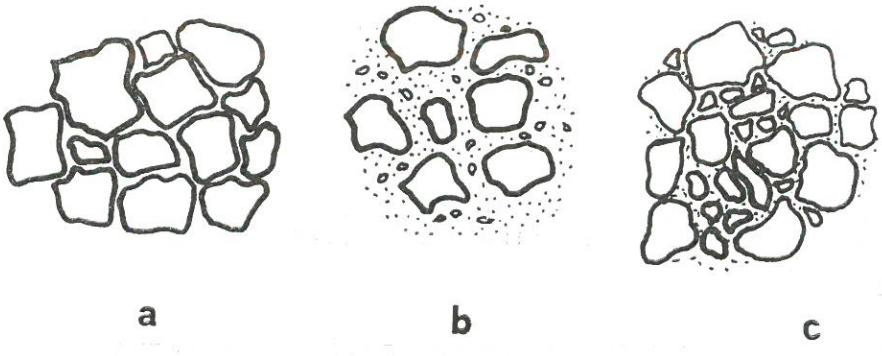


Fig. 4.1.a.

Tipos de materiales granulares, según el texto.

b) Que no existan huecos, o muy pocos, ni esqueleto mineral apreciable a causa de que las partículas de mayor tamaño no estén en contacto mutuo, sino «flotando» entre un suelo o material de grano fino. En este caso las características de los «finos» serán las determinantes de las características propias de la capa, y así existirá escasa permeabilidad, gran susceptibilidad al agua, ya sea a las heladas o a los fenómenos capilares, tixotrópicos, etc. En general con materiales de este tipo no se pueden construir capas granulares que resistan fuertes esfuerzos de tráfico.

c) Que, como caso intermedio entre los anteriores, exista una continuidad en el esqueleto mineral, cuyos huecos se van rellenando sucesivamente por partículas minerales de menor tamaño, hasta formar un material con una curva granulométrica continua, alta densidad y compacidad. En este caso suelen tenerse características límites entre las dos anteriores, es decir: condiciones de drenaje críticas según pequeñas variaciones en los elementos más finos, permeabilidad, estabilidad e insensibilidad al agua, ligados de igual modo a tales elementos. Naturalmente, la calidad final de estas capas depende mucho de las posibles segregaciones de los materiales en la puesta en obra, ya que pequeñas variaciones en la granulometría pueden variar grandemente las características buscadas. Las bases de zahorra artificial o granulometría continua son un ejemplo típico de los materiales anteriores.

En la práctica se fijan, en los pliegos de condiciones y documentos análogos, curvas o husos granulométricos tipo, que aseguren «a priori» unas características adecuadas para los materiales que se usen en cada capa del firme.

Como es bien sabido, existen numerosas curvas llamadas «ideales», tales como las de Fuller, Bolomey, etc., casi todas ellas pueden reducirse a la fórmula:

$$p = 100 \left(\frac{d}{D}\right)^m$$

en la que D representa el tamaño máximo de las partículas y p es la proporción en peso de las partículas inferiores a d. Cuando las partículas se pueden asimilar a esferas, el valor m=0,5 corresponde a un material capaz de alcanzar la máxima compacidad. Es el caso de la curva de Fuller.

En carreteras no suele interesar siempre buscar la máxima compacidad, ya que hay que tener presentes también los problemas de drenaje, de «producción de finos» y de segregaciones en la puesta en obra. Por ello puede ser necesario trabajar con materiales que tengan más huecos, o menos compacidad, que la de las curvas teóricas. En la figura 4.1. b se ha representado en esquema cómo pueden influir las variaciones de granulometría respecto a un huso ideal. La alteración de las granulometrías puede producirse durante la puesta en obra por segregación o exceso de compactación; inmediatamente antes de construirse las capas superiores si no se ha impermeabilizado la sub-base, por movimientos importantes de agua que arrastren finos a la zona de los bordes de la capa; durante la vida del firme, por degradación física o química de las partículas que produzcan finos, o por contaminaciones o arrastres de finos. Estos peligros no deben olvidarse nunca por el ingeniero de carreteras.

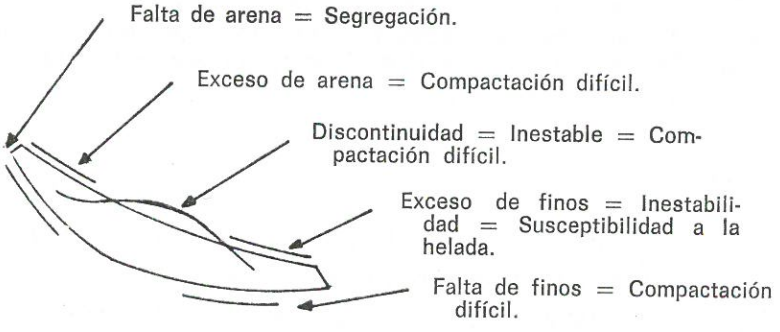


Fig. 4.1.b.

Variaciones respecto a una granulometría tipo y su influencia en las propiedades del material.

Respecto a la resistencia, o capacidad de soportar cargas del tráfico, hay que repetir, una vez más, que la durabilidad viene determinada por su comportamiento, no ante una carga aislada, sino ante la repetición de esfuerzos debidos al tráfico. Por esta razón, en los

últimos años se ha estudiado intensamente la evolución de los materiales, bien en tramos experimentales de carretera, bien en ensayos acelerados de laboratorio con cargas repetidas, llegándose a importantes conclusiones, tales como las recogidas a continuación.

En una capa granular existe una carga que es la de rotura (bien sea en un ensayo de laboratorio o «in situ»). Con cargas muy inferiores a la de rotura el material resiste bien muchas aplicaciones de carga, sin embargo, cuando los valores de ésta se aproximan a los de la carga de rotura, el material se degrada en muy poco tiempo. Es decir, podemos hablar de fatiga ante cargas repetidas y de coeficiente de seguridad a la fatiga.

Aparte de esto, los materiales granulares se degradan con el tiempo, y las aplicaciones de carga (a veces también concurren fenómenos de alterabilidad química). Cuando se emplean áridos con aristas vivas, es normal que éstas se vayan desgastando y paralelamente a este desgaste, que redunda en detrimento del rozamiento interno, se van produciendo finos que disminuyen la permeabilidad y pueden hacer la capa más sensible al agua. De esta forma, en algunos ensayos triaxiales con carga repetida se ha visto que los módulos de deformación, que al principio eran más altos en materiales de machaqueo que en materiales naturales, disminuían más rápidamente hasta llegar a alcanzar valores sensiblemente más bajos que los iniciales.

El comportamiento de cada material también depende de múltiples circunstancias, como es su situación en el firme. Así, por ejemplo, según algunos autores en materiales granulares secos, la resistencia a la deformación varía según una cierta potencia de la presión de confinamiento y que cuando ésta es alta pueden usarse con gran seguridad materiales redondeados, que tienen normalmente mala cohesión y mal rozamiento interno. La expresión de la anterior ley se ha establecido así:

$$M = K\,\sigma_3^{n}$$

donde,

M = módulo de resiliencia para un ensayo triaxial rápido.

σ_3 = presión de confinamiento.

K y n = constantes (n = 0,35 para arenas uniformes).

También se ha establecido una fórmula parecida, haciendo intervenir la suma de tensiones principales:

$$M = K'\,(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^{n'}$$

Como consecuencia de estas leyes se ha puesto de manifiesto que no es necesario aumentar excesivamente los espesores de capa

de materiales de machaqueo, que siempre son más caros, ya que a partir de cierta profundidad la presión de confinamiento es ya suficientemente alta.

Los módulos de deformación de los materiales granulares varían con las tensiones, y de esta forma el material de una capa espesa y uniforme puede presentar diferentes módulos con la profundidad. También estos módulos pueden variar al aumentar o disminuir la superficie de la huella de la carga debida al tráfico, aspecto muy importante a tener en cuenta en las pistas de aeropuertos.

El efecto del agua es particularmente importante cuando los finos son plásticos y abundantes, de forma que la cohesión necesaria que éstos suelen proporcionar en la capa se transforma en efecto de lubricación ante las aplicaciones de las cargas repetidas. De todas formas no basta definir la plasticidad de los finos para conocer el efecto de la humedad y las cargas repetidas sobre la capa, ya que, como es bien sabido, el comportamiento de cada tipo de arcilla o limo es diferente y existen fenómenos complejos de tixotropía, capilaridad, viscoelasticidad, etc., distintos según la propia constitución de dichos finos. En general se ha establecido que el efecto del agua es menor sobre el valor del módulo resiliente cuanto menor sea el contenido en finos y mayor la angulosidad y la rugosidad de los gruesos.

El tiempo de aplicación de cada carga y el intervalo entre ellas, también tiene importancia. Se ha demostrado «in situ» y en laboratorio mediante modelos viscoelásticos, que con cargas muy rápidas los finos trabajan simultáneamente con las partículas gruesas transmitiendo gran parte de los esfuerzos del tráfico, mientras que con cargas lentas el esqueleto mineral formado por los materiales más gruesos debe transmitir la mayor parte del trabajo resistente. Por otro lado, los finos tienen un comportamiento sensiblemente viscoelástico, en función del tiempo de aplicación de una carga, tanto más acusado cuanto mayor es la plasticidad y tixotropía de los mismos, influyendo también en su comportamiento el intervalo de tiempo entre las aplicaciones de carga.

Para materiales granulares, algunos autores (*) han establecido leyes que relacionan la deformación total, al cabo de n aplicaciones de carga, con la duración de la misma y el intervalo:

$$\log d = f(t, i) + K \log n$$

donde

t = tiempo de aplicación de la carga.

d = deformación total.

(*) Amstrong (ver Bibliografía).

i = intervalo entre cargas consecutivas.

K = constante.

Aparte de los problemas anteriores no se puede olvidar la importancia que tiene la alterabilidad química de las partículas, en el tiempo que suele traducirse en aumento de finos y en una mayor plasticidad y deformabilidad de las capas granulares. Ejemplos típicos de estos fenómenos se tienen cuando se emplean materiales graníticos o calizas poco consistentes y alterados.

En la tecnología actual, dada la dificultad de caracterizar cada material en todos los aspectos anteriores, se recurre a establecer condiciones y exigencias normalizadas respecto a ensayos sencillos (granulometría, plasticidad, etc.) que sirvan para aceptar o rechazar los materiales granulares.

4.2. ESTABILIZACIONES MECANICAS

Como se ha dicho, un suelo o material granular, colocado en una capa determinada del firme, tiene una resistenica o estabilidad que en general es función de su propia naturaleza, de su grado de compactación y de la presencia de agua (véase ensayo CBR, placa de carga, ensayo Proctor, etc.). Por ello algunos autores consideran la compactación como un proceso de «estabilización-mecánica». Aquí, sin embargo, nos referimos, empleando esta terminología, a un proceso de mezcla de materiales con propiedades complementarias y correctoras mutuamente, encaminado a conseguir un nuevo material de propiedades deseadas.

La corrección de propiedades de los materiales componentes se refiere a la plasticidad, que determina la sensibilidad al agua y la cohesión de la mezcla, y la granulometría, que es decisiva respecto a la resistencia, rozamiento interno, trabajabilidad y compacidad final. Lo indicado en el párrafo anterior relativo a las características generales de los materiales granulares sirve para que el ingeniero elija los componentes y determine sus proporciones.

Aunque tiempo atrás se estudiaron las posibilidades de los «suelos ligados o mejorados con arcilla» (véase Escario II), en el momento actual no puede considerarse esta técnica como usual, ya que por coste y por dificultades de ejecución no es competitiva con otras estabilizaciones. Por ello no se va a tratar aquí.

Para llegar a tener unas propiedades determinadas con mezcla de dos o más suelos, se exige normalmente un estudio previo de las granulometrías, plasticidad, contenido en materia orgánica, facilidad de pulverización, etc., de cada componente o siguiendo los métodos aritméticos sencillos de las leyes de mezclas, se puede estudiar la granulometría resultante según las proporciones previstas de cada

suelo, y con cierta aproximación, las condiciones de plasticidad resultante. Una vez elegidas las proporciones óptimas de cada suelo, habrá que comprobar la granulometría de la mezcla, compactabilidad (ensayo Proctor), plasticidad y capacidad portante (CBR, triaxial, Hveem, etc.), haciendo alguna corrección final, si fuera necesario. Como en general la mezcla suele hacerse sólo con dos tipos de suelos, la variación lineal en proporciones de los mismos nos resuelve el problema de la composición de la mezcla. En el uso, poco frecuente, de emplear tres suelos un esquema triangular, bien conocido, nos serviría para resolver el problema.

La ejecución de una estabilización mecánica requiere una serie de operaciones, que, aunque variables en su orden, suelen ser las siguientes:

a) Escarificación y pulverización del suelo, si éste se encuentra «in situ», o pulverización en los otros casos.

b) Mezcla íntima y homogénea de los suelos pulverizados, bien «in situ» o bien en central.

c) Extensión y nivelación de la mezcla de suelos.

d) Humectación y compactación de la misma, hasta alcanzar la densidad mínima prescrita en la obra.

Si los componentes se mezclan en central ,es normal utilizar los sistemas de mezcla con tolvas con dosificadores volumétricos, que deben ser tarados cuidadosamente. Este sistema se utiliza más cada vez, no sólo para mezcla de suelos, sino para componer las granulometrías de las zahorras artificiales, materiales de subase, mezclas grava-cemento, etc., y dosificación primaria de mezclas bituminosas. Con este procedimiento de mezcla previa será necesario tener cuidado para evitar segregaciones durante el transporte y puesta en obra de los materiales.

4.3. CARACTERISTICAS ESPECIFICAS DE LAS DISTINTAS CAPAS GRANULARES DEL FIRME

Se recogen a continuación las condiciones que en distintos países se exigen para los materiales granulares, según la capa del firme a que se les destine. Aunque no existe concordancia total entre las diferentes administraciones, puede decirse que las variaciones respecto a los requisitos no son excesivas, tal como puede apreciarse en los cuadros y tablas reproducidas en el anejo del capítulo.

4.3.1. **Capas-filtro o anticontaminantes.**

Cuando el suelo de la explanada tenga carácter plástico y exista

peligro de que este suelo «contamine» la capa inmediatamente superior del firme, hay que construir una capa cuya única misión sea la de evitar el fenómeno antes descrito, especialmente cuando la capa que está en contacto con el suelo no evite por sus características esta contaminación. Entre las otras capas consecutivas del firme no se presenta el problema de la contaminación si los materiales cumplen las condiciones mínimas normalmente estipuladas en los pliegos de condiciones.

Para determinar la necesidad de la utilización de las capas anticontaminantes se emplean las conocidas condiciones de filtro de Terzaghi:

Para que no exista contaminación entre dos suelos puestos en contacto es necesario que:

$$D_{15} < 5\ d_{85}$$

Siendo D_{15} la dimensión del tamiz por el que pasa el 15 por 100 de los materiales de la capa que no debe contaminarse, y d_{85} la del tamiz por el que pasa el 85 por 100 en peso de los materiales «contaminantes».

Cuando los materiales en contacto no cumplan la anterior condición se debe construir una capa de 10 cm. mínimo —algunos autores y pliegos estipulan menores espesores—, que cumpla con cada uno de los materiales adyacentes las condiciones dichas anteriormente. Estas capas suelen estar constituidas por arena natural de río o gravera.

En las especificaciones españolas se recomienda no computar el espesor de esta capa a efectos del dimensionamiento total del firme y se pide al material las condiciones generales LL $<$ 30, IP $<$ 10 y EA $>$ 25.

4.3.2. **Explanada mejorada.**

La capa de explanada mejorada se emplea en las carreteras para poder llegar a disponer de un cimiento de cualidades portantes y drenantes típicas y uniformes, sobre el cual pueda reposar las capas superiores del firme, que lógicamente deben ser de espesores constantes, al menos en tramos de longitud constructiva apreciable. Para muchos proyectistas es técnica usual el aumentar los espesores de explanada mejorada lo suficiente para llegar a la capacidad portante precisa para que las capas superiores del firme sean siempre las mismas para un tráfico tipo.

Esta última tendencia es más o menos recomendable según las características especiales de la obra de que se trate y de los materiales disponibles.

Algunos autores tienen tendencia a no incluir como capa de firme la de explanada mejorada y a considerarla como la coronación adecuada de la explanación o de las obras de tierra. Esta tendencia puede tener especial justificación cuando la mayor parte del trazado se hace en terraplén, en cuyo caso, como es bien sabido, hay que buscar para su coronación suelos o materiales granulares de calidad seleccionada.

En las condiciones españolas actuales, los materiales para explanada mejorada vienen limitados granulométricamente solamente por las condiciones que el tamaño máximo sea menor de 7,5 cm. (3") y que el suelo cernido por el tamiz 200 (ASTM) sea menor del 25 por 100 en peso. La primera condición tiende a evitar segregaciones y dificultades de puesta en obra, y la segunda a garantizar una relativa insensibilidad a la acción del agua. Las otras condiciones que se imponen a los materiales para capas de explanada mejorada son:

$$CBR > 8$$

$$LL < 30 \qquad IP < 10 \qquad EA > 25$$

Estas condiciones son relativamente discutibles en algunos aspectos.

El índice CBR se establece, como es bien sabido, con un ensayo de penetración sobre un material con tamaño máximo menor de 3/4", por lo que al tener que eliminar los tamaños mayores (hasta 7,5 cm. en algunos casos) es evidente que habremos desfigurado y disminuido, a veces muy notablemente, las propiedades portantes y drenantes de la capa. Algo muy similar se podría decir con los valores relativos a la plasticidad, en los que sólo interviene una fracción fina del suelo.

Por ello, en algunos países se ha normalizado el empleo de ensayos de carga con placa sobre la explanada mejorada, que evidentemente no caracterizan sólo esta capa, sino todo el macizo semiindefinido correspondiente. Las normas federales suizas exigen, empleando su ensayo tipo, un valor del módulo de deformación igual o superior a 150 kg./cm.^{2} Las normas alemanas exigen valores en el segundo ciclo de carga entre 200 y 1.000 kg./cm.^{2}, según se trate de suelos cohesivos poco compactados (92 por 100 Proctor) o granulares bien compactados (100 por 100 Proctor).

En España se exigen en la ejecución de las obras llegar a alcanzar una buena compacidad (95 por 100 de la densidad máxima del ensayo Proctor modificado) y una correcta terminación geométrica de la superficie acabada. (La superficie acabada no deberá variar en más de 10 mm. cuando se compruebe con una regla de 3 metros aplicada tanto paralela como normalmente al eje de la carretera).

En zonas lluviosas, o cuando se tiene que pasar sobre la explana-

da mejorada el tráfico de la obra, se ha recurrido, a veces, al sistema de estabilizar con cemento u otro tipo de ligante los últimos centímetros de la capa, incluso se ha llegado a impermeabilizarla y protegerla con un tratamiento superficial bituminoso.

4.3.3. **Sub-bases granulares.**

La misión fundamental de las capas de sub-base en los firmes flexibles es la de, juntamente con la capa de base situada inmediatamente encima ,repartir las cargas del tráfico a la explanada, de manera que ésta pueda tolerar las presiones recibidas sin deformarse de manera excesiva. Es decir, su misión fundamental es resistente, si bien como está más alejada de la superficie de rodadura, sus características portantes no han de ser tan estrictas como las de una capa de base. En muchas ocasiones también se asigna a la sub-base una función drenante, cuidando entonces especialmente su permeabilidad y el contenido en finos. Bien entendido que entonces no bastará tener en cuenta sólo sus condiciones drenantes, sino también será necesario prever cuidadosamente los movimientos y evacuación rápida de las aguas, mediante la construcción de drenes y cunetas conectadas directamente con la capa de sub-base, ya que sino la sub-base actuaría sólo como «depósito» de agua situado en el interior del firme y, por tanto, su función sería perniciosa.

Debido a las exigencias antes mencionadas (resistencia, permeabilidad y alta presión de confinamiento lateral debida a la profundidad en el firme) se suelen utilizar para capas de sub-bases materiales granulares con granulometría bien estudiada, contenido en finos muy estricto, duros para que no se degraden con el tiempo y naturales tipo gravas y zahorras, con o sin corrección granulométrica, ya que por razón de economía y de resistencia no parece necesario acudir a áridos artificiales o de machaqueo. También se emplean a veces materiales tratados o estabilizados con aditivos.

La capacidad portante de los materiales de sub-base suele definirse, aparte de por sus características granulométricas, plásticas, índice de grupo, etc., por los resultados de algún ensayo mecánico en laboratorio o «in situ». Dentro del primer grupo tienen importancia los valores del rozamiento interno, cohesión y módulos de deformación en ensayos triaxiales, valor R de Hveem (*), índice CBR, etcétera. Este último valor, el índice CBR, es el más utilizado actualmente, aunque presenta los mismos inconvenientes que los indicados para las capas de explanada mejorada. En España se pide para los materiales de sub-base un índice CBR mayor de 20; en Gran Bretaña, 30, y en otros países se admiten valores variables según los espesores del firme y de las capas.

(*) A estos ensayos vuelve a hacerse referencia en capítulos siguientes.

Los ensayos de carga con placa que caracterizan todo el macizo semidefinido hasta la superficie de la sub-base exigen un valor mínimo del módulo de deformación, que en Suiza es 800 kg./cm.^{2} y en Alemania oscila de 450 kg./cm.^{2} a 1.200 kg./cm.^{2} Estos valores deben ir relacionados con un cierto grado de compactación.

Las condiciones plásticas y granulométricas de los materiales pueden verse en la tabla 2 del apéndice de especificaciones (Fig. 4.2.), que aunque variables según los países, tienen en común muchas características (LL $<$ 25, IP $<$ 6, EA $>$ 30, son, por ejemplo, las de la Dirección General de Carreteras). En general no se usan materia-

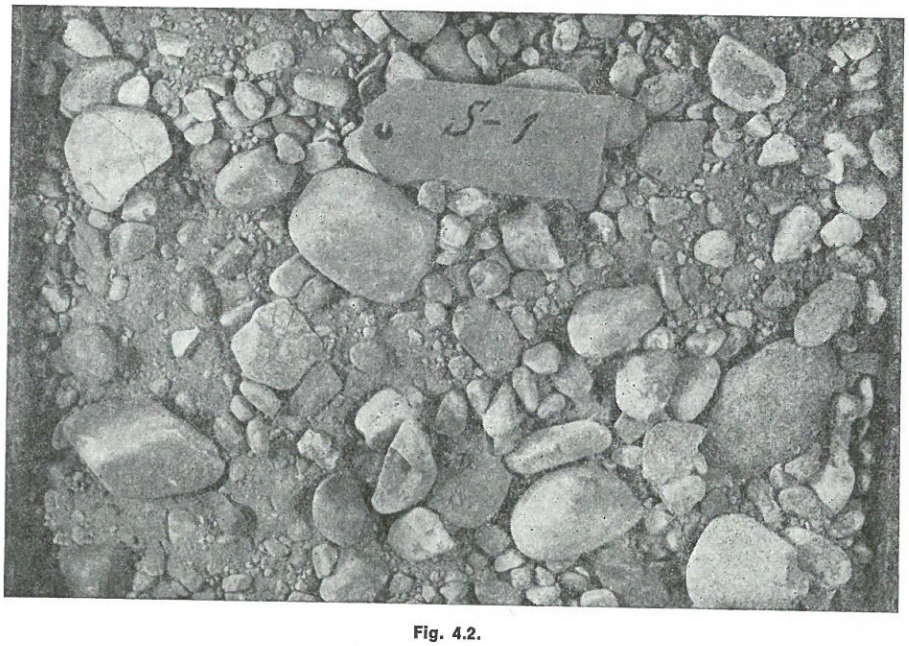


Fig. 4.2.

Muestra de zahorra natural con granulometría S-1 para sub-bases.

les de machaqueo para las sub-bases, aunque a veces se ha exigido una proporción para mejorar el rozamiento interno. La dureza de las partículas minerales se controla con el ensayo de Los Angeles, cuyo coeficiente debe ser inferior a 40 ó 50, según los países y los tipos de firme.

La puesta en obra de las capas de sub-base, que constructivamente suelen tener un espesor mínimo de 10 a 15 cm., se basa en una serie de principios generales, tales como el evitar las segregaciones, conseguir una compacidad uniforme (95 por 100 de la densidad Proctor modificado en las prescripciones de la Dirección General de Carreteras), etc.

Para alcanzar el grado de compactación deseado deben elegirse la humedad más apropiada y el equipo adecuado. Para compactar este tipo de materiales granulares es aconsejable la vibración o una combinación de rodillos vibratorios estáticos, especialmente de neumáticos. Cuando los finos del material son escasos se presentan dificultades en la compactación y hay que probar generalmente con varias humedades para elegir la más adecuada de acuerdo con el equipo de compactación disponible. En estos últimos casos, en algunos países se exigen compacidades menores respecto al patrón «Proctor modificado» que cuando los materiales son cohesivos, y esto es debido no sólo a los problemas de compactación, sino a que se estima que con suelos granulares las densidades bajas repercuten menos en la capacidad portante y que en el transcurso del tiempo se producirá, sin problemas especiales, una densificación de la capa. En muchos casos se han utilizado capas de sub-base con materiales que por diversas razones de tráfico, climáticas o de pobre calidad de los áridos, han sido estabilizadas con ligantes o conglomerantes. Algunas de estas capas, pese al material utilizado (cemento, cal, betún, etc.), han conservado una permeabilidad elevada, por lo que se les ha podido atribuir propiedades drenantes. En otros casos, y al disminuir la permeabilidad, el esquema drenante indicado anteriormente ha tenido que ser modificado en el sentido de buscar otras soluciones racionales para la evacuación de agua del firme y de la plataforma de la carretera.

4.3.4. **Bases granulares.**

Los materiales granulares que se usen en capas de base deben cumplir los máximos requisitos de calidad, en todos los aspectos y por tanto tener las características físicas y químicas mejores, según los criterios que se han indicado al tratar en general de todos los materiales granulares. Esto es, las bases han de tener:

— Alta capacidad portante, incluso ante bajas presiones de confinamiento.

— Insensibilidad al agua.

— Inalterabilidad de propiedades ante el tráfico y el tiempo.

En la actualidad existe en la práctica dos tipos generales de bases granulares, según que la granulometría de las mismas sea discontinua o continua. Estas son las bases llamadas de macadam y las de zahorra artificial.

a) **Bases de macadam:** Proviene su nombre del ingeniero escocés Mc Adam (1756-1836). Durante muchos años han sido los tipos de base más extensamente empleados. Ini-

cialmente no se solía utilizar ningún tratamiento superficial sobre las bases, pero con el desarrollo del automóvil y ante los problemas del polvo en verano y las degradaciones debidas al agua en las estaciones lluviosas, se han ido empleando gradualmente sobre casi todos los firmes de macadam (o «firmes ordinarios», según una terminología en uso hasta hace pocos años). Todavía quedan, en la actualidad, en nuestro país 50.000 a 70.000 km. de caminos de macadam sin tratar, aunque haya planes para protegerlos superficialmente con productos bituminosos, en un corto espacio de tiempo.

Las bases de macadam están constituidas esencialmente por un árido grueso relativamente cúbico, de tamaño bastante uniforme (en obra es habitual emplear la designación 3/5, 5/7, etc., intervalo en cm. entre los que están comprendidos los tamaños extremos de cada tipo de piedra) y cuyas granulometrías más frecuentes pueden verse en el apéndice del capítulo. Este árido grueso debe constituir el único esqueleto mineral resistente de la base, y por ello se debe exigir a las partículas, caras de machaqueo, textura rugosa, dureza, inalterabilidad, etc. Las prescripciones técnicas de la Dirección General de Carreteras exigen concretamente lo siguiente: «El árido grueso a emplear procederá de machaqueo de piedra de cantera, o grava natural, en cuyo caso deberá contener como mínimo un setenta y cinco por ciento en peso de elementos machacados con dos o más caras de fractura.»

La dureza y la resistencia al desgaste por impacto o abrasión se caracteriza mediante ensayos de desgaste de Los Angeles, Deval o friabilidad, y el ensayo de acción del sulfato, que sirve tanto para definir un índice de calidad como para determinar la susceptibilidad de la roca a la helada. Naturalmente las exigencias en cuanto a los resultados debe estar condicionada por el tipo de tráfico a soportar y el espesor previsto de pavimento. De esta forma es normal exigir un índice de desgaste en el ensayo de Los Angeles menor de 30 ó 40 por 100, según los casos.

La puesta en obra de la piedra machacada es difícil, costosa y poco mecanizable. Quizá ésta es la causa principal de la recesión en el uso de capas de base de macadam. La dificultad disminuye algo al emplear tamaños de gravas menores, según la tendencia actual, pero pese a todo es considerable. Una vez extendida uniformemente la capa de piedra, hay que realizar el principal trabajo de encaje y compactación sin la ayuda de arena ni árido fino, que sólo al final podrá añadirse para rellenar huecos. El riego con agua

lubrica las partículas y facilita la compactación, que se debe realizar con la ayuda de vibración o presión estática. En cualquiera de los dos casos la combinación de los dos tipos de compactadores mencionados suele ser la técnica más conveniente de compactación. Una vez bien encajado el árido grueso del macadam, y no antes, se extenderá en una o varias veces un árido fino, llamado recebo, que tiene como misión la de rellenar los huecos de la piedra. Se debe ayudar a la penetración del recebo con riego de agua y empleo de cepillos, así como con unas pasadas finales de compactadores estáticos o mejor vibratorios.

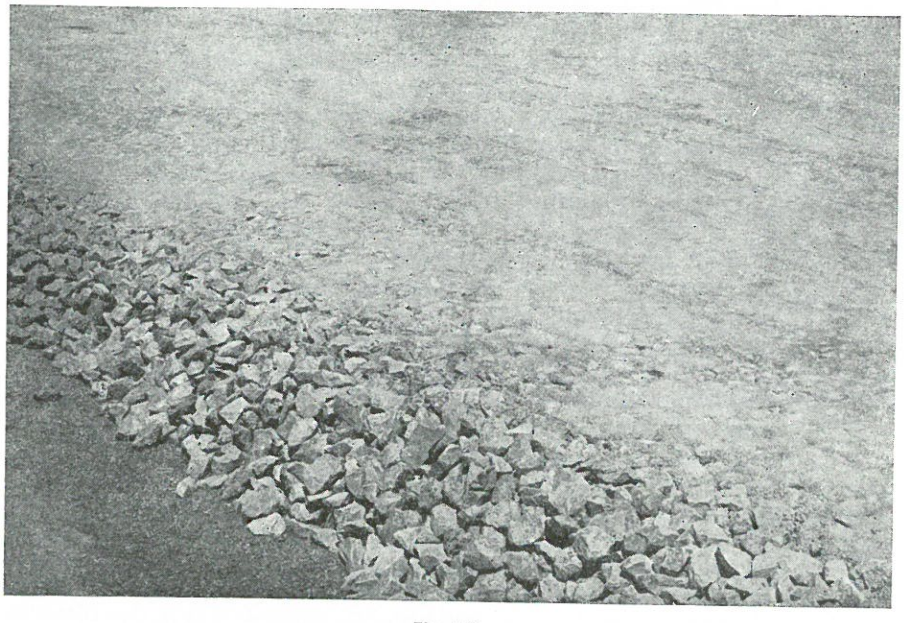


Fig. 4.3.

Aspecto de una base de macadam con recebo en superficie.

El árido fino o recebo debe ser muy poco plástico, con un tamaño máximo acotado entre 5 y 8 mm. y con unas condiciones mínimas fijadas en la mayor parte de los pliegos generales y particulares de condiciones (véase Anejo).

El acabado superficial de las capas de macadam, según las prescripciones de la Dirección General de Carreteras, debe ser tal que las irregularidades sean menores de los 10 mm. en regla de tres metros, lo que es bastante difícil de conseguir debido a la propia naturaleza del material y los problemas de puesta en obra.

La comprobación de la densidad obtenida en obra no puede hacerse por los ensayos habituales de determinación de la densidad «in situ» (método de la arena, aceite y difícilmente con contadores nucleares), por ello suele recurrirse a ensayos de deformabilidad ante cargas que nos definen en bloque una serie de características de la capa y del macizo equivalente, entre ellos, desde luego, la compacidad de la capa. El ensayo más utilizado es el de carga con placa, en el que se exigen unos valores mínimos del módulo de deformación para todo el macizo, o bien mediante algunas hipótesis racionales auxiliares, se deduce a partir de tal módulo el correspondiente a la capa de base que se quiere caracterizar (*). En las normas suizas VSS se exigen módulos de deformación superiores a 1.000 kg./cm.^{2} sobre capa terminada, y bastante superiores empleando otros métodos.

Cuando la capa de macadam no tiene ningún tratamiento superficial, los trabajos de conservación consisten en extender recebo periódicamente, para que el árido grueso no llegue a soltarse y segregarse, ya que el tráfico va eliminando lentamente el árido fino. Cuando la operación anterior no basta porque está ya muy deteriorada la capa, es necesario recurrir a escarificar el árido grueso, volverlo a compactar y recebarlo finalmente.

Cuando se emplean bases de macadam con tratamientos superficiales muy económicos, hay que tener en cuenta que este tipo de base presenta unas condiciones excelentes de anclaje y adherencia frente a los tratamientos bituminosos, sobre todo si la superficie se encuentra barrida, de modo que sean visibles las crestas del árido grueso, y el árido fino o recebo cumple las condiciones mínimas de plasticidad y granulometría previstas en los pliegos. Asimismo, este tipo de base puede resistir presiones localizadas importantes, y como se ha dicho al principio, la eliminación de ella en muchos proyectos no es a causa de sus propiedades portantes y resistentes, que son muy buenas, sino de la difícil mecanización y trabajabilidad. En este último aspecto hay que decir que para la extensión pueden emplearse equipos formados por un tractor buldozer y una motoniveladora de cuchilla especial, carros repartidores, sobre los que los camiones descargan el árido grueso y que sólo se han empleado en obras muy importantes en algunos estados americanos.

(*) Véase ensayo de carga con placa.

b) **Bases de zahorra artificial:** Dentro de los materiales granulares con granulometría continua bien definida por un huso, de compacidad precisa, aquellos que lleguen a tener calidades excepcionales son los únicos que pueden utilizarse en capas de base. Para conseguir tal calidad no sólo hay que estudiar la granulometría cuidadosamente, sino exigir árido de machaqueo con buena forma, duro, poco friable o degradable, con finos poco o nada plásticos. Pese a todas estas condiciones, los materiales de granulometría continua deben estar sometidos, para resistir satisfactoriamente, a una cierta presión lateral de confinamiento, y no estar expuestos a esfuerzos abrasivos o degradantes directos. Por estas dos razones las zahorras artificiales no suelen utilizarse sin tratar superficialmente, e incluso su comportamiento es dudoso si el espesor del tratamiento superficial bituminoso no alcanza un mínimo de 3 ó 4 cm.

Fig. 4.4.

Zahorra artificial.

En España se considera que en la práctica, cuando una zahorra artificial cumple estrictamente las condiciones del pliego de condiciones de la Dirección General de Carreteras, su capacidad portante es análoga a la del macadam. Su índice CBR es en teoría equivalente a 100, por lo tanto.

En algunos países existen ciertas graduaciones de calidad según la composición de material granular, de manera que el salto brusco de calidad entre las sub-bases (de CBR mayor de 20) y las bases (de CBR 80 a 100) se encuentra relleno por materiales granulares de tipo intermedio con índices CBR comprendidos entre 20 y 40 y entre 40 y 80. Esta distinción no puede basarse sólo en el valor del índice CBR, sino más bien en las características granulométricas, plásticas y resistentes, ya que como es bien sabido, los valores altos de CBR son difíciles de precisar. En Francia la capacidad portante de las bases granulares se suele caracterizar por el módulo de elasticidad del material compactado. Se toma como unidad, equivalente en cierto modo al CBR = 100, un módulo de 5.000 kg./cm.^{2}

Los husos granulométricos más usados pueden encontrarse en el apéndice correspondiente a especificaciones. En cual-

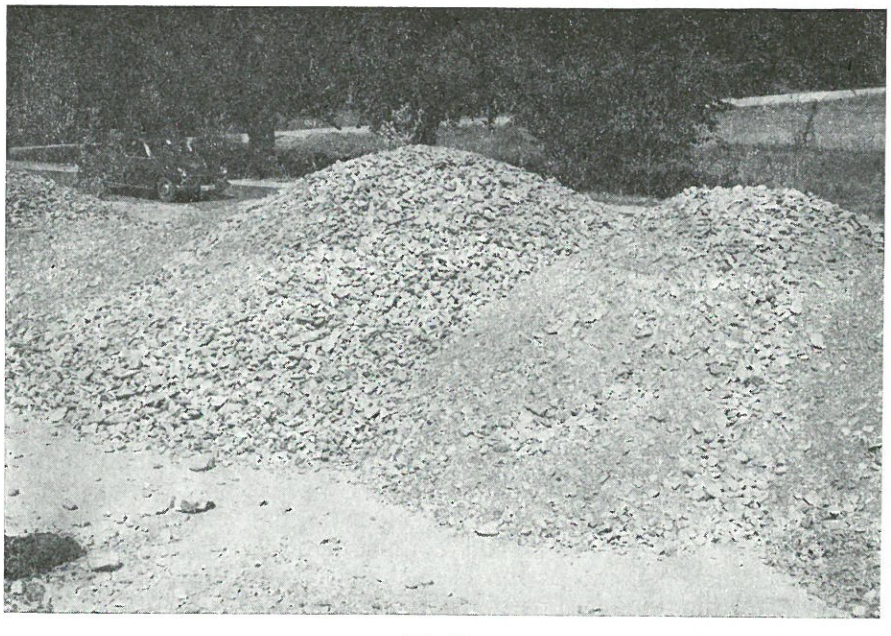


Fig. 4.5.

Acopio de zahorra artificial en el que se aprecian segregaciones.

quier caso vemos que se trata de granulometrías continuas y husos relativamente estrechos. El tamaño máximo no debe ser mayor de 40 ó 50 mm. para no aumentar el peli-

gro de las segregaciones en la puesta en obra del material. Este peligro es tan importante que todas las operaciones de manipulación, transporte, extensión y compactación deben planearse de forma que se pueda evitar o corregir las eventuales segregaciones. Es por ello por lo que no se suele admitir que el material se acopie para transportarlo posteriormente a obra, si no se ha clasificado por tamaños previamente ,con vistas a una reconstitución posterior mediante tolvas con dosificacores, que nos aseguren la regularidad de las proporciones de cada tamaño (figura 4.5.).

La dureza de las partículas es importante para evitar la producción de finos durante el proceso de compactación y vida posterior del firme. En España se limita el coeficiente de desgaste de Los Angeles a un máximo de 40, lo cual para tráfico pesado o poco espesor de pavimento no parece muy poco tranquilizador. Coeficientes de 35 ó 30 deben resultar mucho más convenientes.

Dentro del árido grueso, una proporción debe tener caras de fracturas debidas al machaqueo. En las prescripciones de la Dirección General de Carreteras se exige que, como mínimo, el cincuenta por ciento tenga dos o más caras de fractura. Se trata con ello de mejorar el rozamiento interno de la zahorra artificial.

La extensión en obra de la zahorra artificial se suele hacer con motoniveladora, que no sólo debe preocuparse de perfilar correctamente la capa, sino de remezclar el material extendido si se observan segregaciones debidas al transporte y vertido de los camiones sobre la capa de sub-base. La compactación debe hacerse con rodillos vibratorios y de neumáticos, no siendo convenientes los rodillos metálicos pesados que, debido a las altas presiones por centímetro lineal de llanta que transmiten al material, pueden romper el árido grueso produciendo finos y transformando la granulometría. Si en la extensión no ha habido segregaciones, es relativamente sencillo alcanzar una densidad elevada con pocas pasadas de compactador. En España se pide, tomando como patrón la densidad máxima del ensayo Proctor modificado, una densidad en obra del:

95 por 100 para tráfico ligero.

98 por 100 para tráfico medio.

100 por 100 para tráfico pesado.

La tolerancia geométrica en la superficie terminada es la misma que la de las bases de macadam.

El comportamiento de estas bases en los firmes ha sido bastante discutido: por un lado parece que la evolución de los materiales varía mucho según la roca de que provienen. Así las rocas blandas tienden a degradarse más rápidamente y las capas de base pierden sus condiciones drenantes y se hacen sensibles al agua, a los fenómenos capilares, etc. Las rocas duras resisten mejor sin degradarse, pero las segregaciones de puesta en obra son más graves y la falta de cohesión que muchas veces se acusa en el árido fino puede ocasionar deformaciones y baches. Por otro lado, ante las cargas dinámicas del tráfico rápido, el comportamiento de las bases de zahorra artificial parece mejor que ante las cargas lentas.

En la actualidad, aunque se siguen utilizando estas bases ampliamente en los países de técnica avanzada (no así en España, en la que se utilizan poco y con prevenciones), para paliar los inconvenientes de puesta en obra y de falta de cohesión, se ha visto la conveniencia de añadir al material granular una pequeña proporción de un conglomerante o ligante (cemento, emulsión bituminosa, escorias granuladas, etc.), y así han nacido los nuevos tipos de materiales estabilizados llamados grava-cemento, grava-escoria, y en los cuales se ha conseguido no sólo aumentar su capacidad portante, sino también, y esto es más importante, evitar segregaciones, impermeabilizar finos y evitar degradaciones con el tiempo.

c) **Otros tipos de bases granulares:** Algunos materiales específicos que se han usado para formar capas de base han dado buenos resultados, aunque no se adaptasen estrictamente a las características y especificaciones tratadas anteriormente. Tal es el caso de las escorias de alto horno, central térmica o volcánicas, a cuyos resultados satisfactorios suele concurrir la ligera actividad puzolánica de sus componentes (no hay que confundir estas escorias con la escoria granulada del alto horno, que fundamentalmente actúa sólo como conglomerante). Con los materiales anteriores suelen formarse granulometrías continuas, ya que no suelen servir para soportar los esfuerzos de una estructura tipo macadam.

También se han utilizado algunas veces áridos artificiales, subproductos industriales, etc. Con estos materiales debe estudiarse en cada caso su posibilidad de aplicación y sus características específicas.

ANEJO

CAPAS GRANULARES
(ESPECIFICACIONES)

4.4.1. **Explanada mejorada.**

a) **Dirección General de Carreteras.**

Tamaño máximo: menor de 7,5 cm.

ponderal por el tamiz 200: menor del 25 por 100.

$LL < 30$ $IP < 10$ $EA > 25$

$CBR > 8$

Densidad en obra, mayor del 95 por 100 de la Proctor modificado.

4.4.2. **Sub-bases granulares**

a) **Dirección General de Carreteras** (6.I.I.C.)

Tamiz	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6
2"	100	100	—	—	—	—
1"	—	75-95	100	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	—	—
n.° 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
n.° 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
n.° 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
n.° 200	2-8	5-20	5-15	10-25	6-20	8-25

$LL < 25$ $IP < 6$ $EA > 30$

$CBR > 20$

Coeficiente de Los Angeles, menor de 50.

Densidad en obra, mayor del 95 por 100 de la Proctor modificado.

Los husos S_4, S_5 y S_6, sólo se podrán utilizar cuando expresamente se indique en los pliegos particulares de condiciones.

b) **Gran Bretaña (1969).**

Tamiz	I	II
3"	100	100
11/2"	85-100	85-100
3/8"	40-70	45-100
3/16"	25-45	25-85
n.° 25	8-22	8-45
n.° 200	0-10	0-16
IP	0	<6

Además puede usarse suelo-cemento, grava-cemento, macadam, mezcla asfáltica, etc.

c) **California (1969).**

Tamiz	I	II	III
3"	100	100	100
21/2"	90-100	90-100	90-100
n.° 4	35-70	40-90	50-100
n.° 200	0-20	0-25	0-30
EA >	20	20	20
Valor R >	60	50	40

4.4.3. **Bases granulares.**

a) **Dirección General de Carreteras (1965).**

Macadam.

Arido grueso:

Tamiz	M_1	M_2	M_3	M_4
3½"	90-100	—	—	—
3"	—	100	—	—
2½"	25-60	90-100	100	—
2"	—	37-70	90-100	100
1½"	0-15	0-15	35-70	90-100
1"	—	—	0-15	25-60
¾"	0-5	0-5	—	0-5
½"	—	—	0-15	—

Coeficiente de Los Angeles, menor de 35.

Arido fino:

Tamiz	% que pasa
3/8"	100
n.° 4	85-100
n.° 200	10-25

LL < 25 IP < 6 EA > 30

Tamiz	Z_1	Z_2	Z_3
2"	100	—	—
1½"	70-100	100	—
1"	55-85	70-100	100
¾"	50-80	60-90	70-100
3/8"	40-70	45-75	50-80
n.° 4	30-60	30-60	35-65
n.° 10	20-50	20-50	20-50
n.° 40	10-30	10-30	10-30
n.° 200	5-15	5-15	5-15

El tanto por ciento que pasa por el tamiz n.° 200 será menor que la mitad del que pasa por el tamiz n.° 40.

$LL < 25$ $\quad IP < 6$ $\quad EA > 30$

Tanto por ciento densidad Proctor modificado, mayor del 95 por 100, 98 por 100 y 100 por 100 para tráfico ligero, medio y pesado, respectivamente.

b) **California.**

Zahorra artificial.

Tamiz	IA	IIA	IB	IIB
2"	100	—	100	—
1½"	90-100	—	90-100	—
1"	—	100	—	90-100
¾"	50-85	90-100	50-85	90-100
n.° 4	30-45	35-55	35-45	35-55
n.° 30	10-25	10-30	10-25	10-30
n.° 200	2-9	2-9	2-9	2-9
EA >	50	50	30	30
Valor R >	80	80	78	78
Arido grueso de machaqueo >	90%	90%	25%	25%

c) **Gran Bretaña (1969).**

Macadam (Dry-Bound Macadam).

Arido grueso:

Tamiz	% que pasa	
2"	100	—
1½"	85-100	100
1"	0-70	85-100
¾"	0-20	0-70
½"	—	0-20
3/8"	0-5	—
n.° 7	0-2	0-2

Arido fino: pasará por el tamiz 3/16".

Zahorra artificial (Wet-mix Macadam).

Tamiz	% que pasa
2"	100
1½"	95-100
¾"	60-80
3/8"	40-60
3/16"	25-40
n.° 7	15-30
n.° 25	8-22
n.° 200	0-8

BIBLIOGRAFIA

1. AMSTRONG: Deformation characteristics of granular materials subjected to rapid, repetitive loading. Texas Transportation Institute.
2. BRITISH STANDARDS INSTITUTION: Especificaciones de materiales granulares.
3. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS Y CAMINOS VECINALES: Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes.
4. HICKS y MONISMITH, C. L.: Factors influencing the resilient response of granular materials. H. R. B., n.º 345 (1971).
5. NAVACERRADA, G.: Explanadas mejoradas, sub-bases y bases granulares. Firmes de Carreteras y Autopistas (1971).
6. SEED y VARIOS AUTORES: Comportamiento de los materiales granulares ante cargas repetidas. H. R. B., n.º 35 (Special Report) (1967).
7. YODER, E. J.: Principles of pavement desing (1959).

V ESTABILIZACIONES

La «estabilización» de un suelo cohesivo o granular (natural o/y procedente de machaqueo) es una operación encaminada a mejorar su «estabilidad»: esto es, a disminuir su deformabilidad ante una carga o cargas repetidas, bajo cualquier condición exterior de humedad, temperatura, etc.

Muchas veces, por tanto, lo único que se busca es una insensibilización del material a los efectos perniciosos del agua, del hielo o de la sequedad, que podrían actuar de manera indeseable sobre la resistencia al material original.

Las estabilizaciones tienen tal importancia hoy día, y han alcanzado tal diversidad de objetivos y aplicaciones que resulta difícil hablar de manera global de todas las posibles variedades y materiales obtenidos. Vamos a hacerlo de la forma siguiente:

Las estabilizaciones pueden ser **mecánicas,** por mezcla y compactación de dos o más suelos (o gravas) de características complementarias, o más frecuentemente hacerse **mediante aditivos,** que actúan física o/y químicamente como ligantes, impermeabilizantes, hidrófugos y correctores de granulometría. Dentro de estas últimas estabilizaciones, que son las propiamente dichas, suelen establecerse los términos de:

«Suelo mejorado con...» y «Suelo estabilizado con...», según que la proporción del aditivo empleado sea pequeña o suficiente para realizar una labor notable de transformación de las propiedades del suelo o el árido inicial. Naturalmente se trata de términos relativos.

Por otro lado, el proceso de estabilización que inicialmente se aplicaba solamente a suelos y materiales marginales que por sí mismo no reunieran las condiciones mínimas exigidas para su empleo en una determinada capa de firme, se ha extendido ahora con profusión a materiales granulares y áridos de calidad, que por sí mismo tienen buena resistencia. Este último caso es el de las gravas-cemento, gravas-escoria y gravas-emulsión. Estas mezclas proporcionan bases de una gran calidad en carreteras y autopistas de tráfico pesado.

5.1. ESTABILIZACIONES CON ADITIVOS

Ya se han especificado inicialmente los objetivos diversos que la estabilización de un suelo o material granular con aditivos puede tener. Pese a las variadas propiedades finales que el material estabilizado puede alcanzar, los sistemas de dosificación en laboratorio y empleo en obra suelen ser relativamente comunes en todos los casos, por lo que vamos a empezar tratándolos de una manera general.

La dosificación en laboratorio: Suele hacerse siguiendo los pasos siguientes:

a) Caracterización del suelo o suelos originales mediante:

- — Determinación de las características plásticas.
- — Determinación de la granolometría.
- — Estudio de la compactabilidad con el ensayo Proctor normal o modificado.
- — Estudio de las características portantes mediante ensayos CBR, Triaxial, Hveen, etcétera.

Si son varios suelos los que se han de componer, se suelen hacer los ensayos anteriores con cada uno de ellos y con la mezcla resultante.

b) Determinación del contenido óptimo de aditivo, añadiendo al suelo proporciones variables y viendo por un lado, y en general, la variación de las propiedades del suelo que se habían determinado inicialmente.

En la mayor parte de los casos, los criterios para determinar el contenido óptimo de aditivo se suelen reducir a dos:

1.° Criterio sobre la estabilidad (o resistencia a compresión, triaxial, extrusión, etc.) de la mezcla obtenida.

2.° Criterio sobre la sensibilidad a los efectos del agua, que pueden determinarse por pérdida de estabilidad o entumecimiento, susceptibilidad al vapor y ciclos de hielo y deshielo o impermeabilidad.

El empleo en obra: Comprende en general los procesos de mezcla y de extensión-compactación. La mezcla puede hacerse en central o «in situ». En cualquiera de los casos los procesos seguidos son de la forma más general los siguientes:

1.° Disgregación y pulverización del suelo.

2.° Humectación.

3.° Mezcla íntima con el aditivo.

4.° Operaciones de aireación, almacenamiento, etc., en los casos en que haya que esperar para la compactación a que baje la humedad o al «curado» de los aditivos (véase estabilizaciones con ligantes bituminosos).

5.° Extensión y nivelación final de la capa de mezcla tratada.

6.° Compactación hasta una densidad prescrita.

7.° A veces tratamiento de curado.

La importancia de cada una de estas operaciones varía según el tipo de ligante utilizado, como se verá en los párrafos siguientes:

La maquinaria para estabilizar suelos es, naturalmente, distinta de si se hace la operación «en obra» o en central. Para el primer caso se ha desarrollado una serie de máquinas, como son las mezcladoras

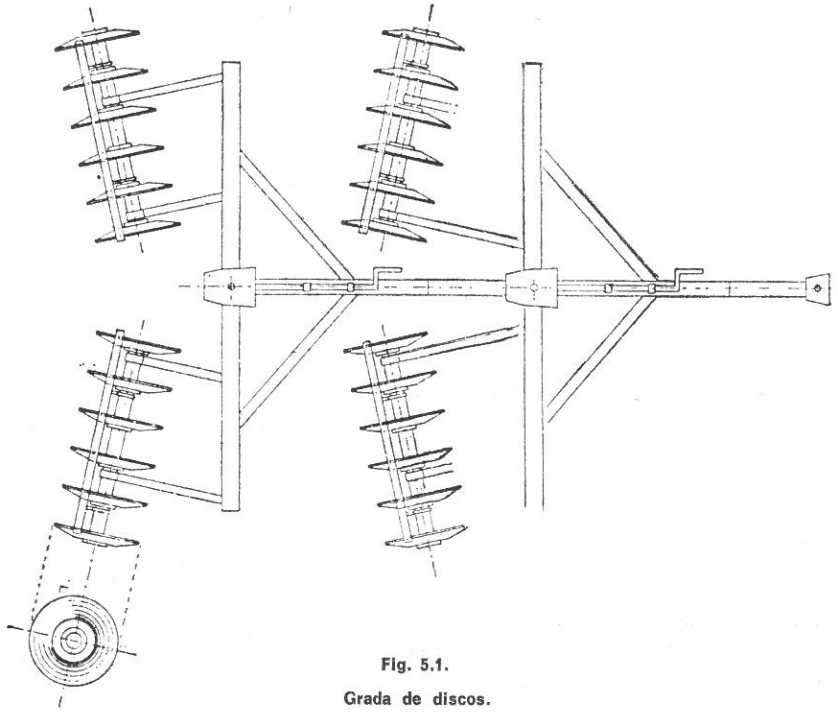


Fig. 5.1.

Grada de discos.

continuas, capaces de homogeneizar entre sí materiales finos o granulares previamente sobre la carretera o bien de mezclas materiales que se les suministra de forma continua mediante camiones u otros medios (figuras 5.1., 5.2. y 5.3.).

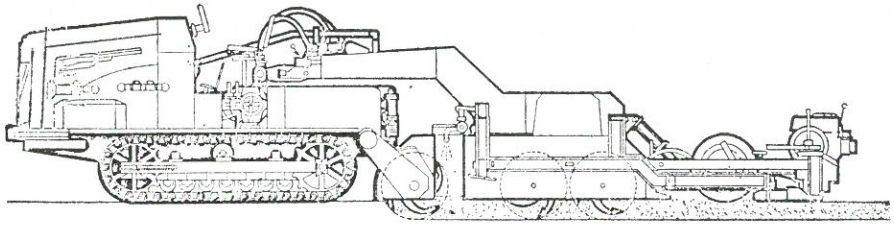


Fig. 5.2.

Mezcladora-terminadora para estabilizaciones de suelos.

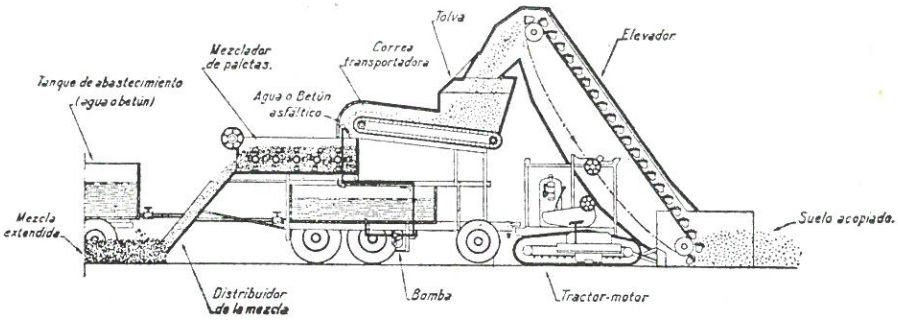


Fig. 5.3.

Mezcladora móvil para estabilizaciones múltiples (con betún, cal, cemento, etc.).

En el primer caso se va desde los sencillos «mezcladores de suelos» (Pulvi-mixer), gradas de discos e incluso motoniveladoras que necesitan pasar varias veces por un mismo punto para que la mezcla sea uniforme, hasta las complejas máquinas de una sola pasada (Single pass), capaces de dosificar de forma continua el agua y el aditivo; de homogeneizar bien la mezcla y de extenderla dándole una precompactación importante.

Las mezclas en central o planta fija, generalmente instalada en la cantera, suele hacerse con mezcladoras que dosifican de forma continua o discontinua, transportándose luego la mezcla en camiones y extendiéndose con motoniveladoras o extendedoras.

5.1.1. **Estabilizaciones con cloruros.**

Hace cincuenta años se comenzaron a estabilizar en los Estados Unidos los materiales granulares usados en firmes ordinarios de carreteras de segundo orden añadiendo cloruro sódico o cálcico en forma de cristales o escamas y mezclando íntimamente con la ayuda de un pulvimixer o grada de discos y agua. Los efectos que se producen al añadir los cloruros son diversos:

- Una mejor compactabilidad y densidad final al «lubricar» el agua y los cloruros al suelo que se compacta.
- Menor permeabilidad final.
- Mayor retención de humedad en el suelo, lo que evita segregaciones y pérdidas de materiales en tiempo seco, ofreciendo el firme mayor durabilidad.
- Floculación de las arcillas por los iones sodio y calcio, lo que suele ponerse de manifiesto por una disminución del índice de plasticidad, debido tanto al aumento del LL como a la disminución del LP.
- Cementación de los materiales cálcicos por la acción de los cloruros.
- Aumento de la tensión superficial del agua capilar contenida en el suelo.
- Menor sensibilidad al efecto de la helada.
- Aumento de la capacidad portante fácilmente caracterizable por el índice CBR.

Las proporciones que suelen usarse de cloruro sódico o cálcico van desde el 0,3 al 1,5 por 100 en peso de suelo, no existiendo unos criterios universalmente admitidos para fijar la dosificación de la mezcla. Los espesores de capa estabilizada oscilan entre 5 y 15 cm., y las operaciones de conservación suelen hacerse después de las épocas de lluvia extendiendo 0,3 kg./m^2 de cloruro sódico o cálcico, reperfilando y recompactando la calzada.

En nuestro país se ha utilizado esta técnica en caminos dependientes del Ministerio de Agricultura y en vías provinciales.

5.1.2. **Estabilización con cal.**

Suelen utilizarse cales apagadas (hidróxido cálcico) y alguna vez cales vivas (óxido cálcico). Se mezcla con el suelo en polvo o bien en forma de lechada, y la mezcla puede hacerse en planta, aunque es más frecuente «in situ».

La cal produce sobre el suelo varias acciones:

— Floculación por el intercambio iónico del calcio con las arcillas.

— Acción lenta de tipo puzolánico de cemento formándose silicatos y aluminatos. Esta acción puede durar muchos meses.

— Variación de la granulometría del suelo y la disposición de las aguas capilares en los suelos arcillosos.

— Las anteriores acciones determinan cambios importantes en la plasticidad, siendo normal que con suelos de alta plasticidad (IP $>$ 15) disminuya ésta, y que con suelos de baja plasticidad aumente igualmente el LL, el LP y el IP al añadir cal.

— La densidad máxima Proctor en los suelos-cal suele ser menor que en el suelo original, aunque la resistencia al esfuerzo cortante y a la compresión es superior y aumenta con el tanto por ciento de cal añadida y el tiempo transcurrido.

— La acción de la helada puede ser perniciosa sobre los suelos así estabilizados, por lo que sólo deben usarse en climas calientes o templados.

De todo lo anterior se deduce que la estabilización con cal es especialmente eficaz con los suelos finos y plásticos. El proceso de puesta en obra si se emplea la cal en polvo es el mismo que el que se describirá para las mezclas de suelo-cemento; y si se emplea lechada, es necesario recurrir a una cisterna con presión suficiente para pulverizar la lechada de cal sobre el suelo, antes de que pasen las mezcladoras móviles.

La proporción de cal varía del 2 al 5 por 100, según el tipo de suelo y la resistencia final que se desea. El hecho de que se haya recomendado la cal para estabilizar suelos cohesivos no quiere decir que no se obtengan resistencias más elevadas y efectos más «acusados» empleando suelos con proporciones bien estudiadas de arena y arcilla, con los que pueden alcanzarse resistencia a compresión de 30 a 50 kg./cm^2. Asimismo, hay que tener en cuenta que las reacciones químicas con la cal no son análogas en todos los tipos de arcillas, por lo que es aconsejable un estudio previo de laboratorio en cada caso.

En los Estados Unidos se ha estudiado últimamente la estabilización mixta con la cal y cloruro sódico (2 por 100), que parecen sumar sus efectos de manera beneficiosa en cuanto a resistencia y plasticidad se refiere.

5.1.3. **Estabilizaciones con cemento.**

Dentro de esta denominación agrupamos una serie de materiales de propiedades, campo de aplicación, composición y nomenclatura diferentes, tales como son:

— Suelo mejorado con cemento.

— Suelo-cemento.

— Grava-cemento.

— Hormigón pobre.

El cemento en estas mezclas tiene una misión múltiple de corrector de granulometría, conglomerante de los granos de suelo al menos de forma puntual, agente que mejora la plasticidad, agente insensibilizante a la humedad, etc.

El **suelo-cemento,** primera mezcla que se utilizó, está constituido de un suelo de calidad variable (muy mala a veces); cemento de baja calidad en general y agua, que mezclados y homogeneizados son puestos en obra y compactados en un breve espacio de tiempo, dependiente de la velocidad de fraguado del cemento.

La Portland Cement Association establece una escala orientativa de proporciones de cemento para diferentes suelos:

SUELO (HRB)	% CEMENTO EN PESO
A1	3- 8
A2	5- 9
A2	5-10
A4	7-12
A5	8-14
A6	9-15
A7	9-15
Suelos orgánicos	Inadecuados

Las proporciones de cemento de la tabla anterior pueden considerarse hoy día como excesivas no sólo por razones económicas, sino por los problemas que origina la retracción de fraguado. En la mayor parte de los casos se puede apreciar que solamente es eco-

nómico y conveniente la estabilización con cemento con los suelos A1, A2 y A3, aunque a veces las arenas y gravas mal graduadas tampoco se prestan a la estabilización (*).

El suelo-cemento, en general, es un material relativamente rígido, con una resistencia que es función del contenido y tipo de cemento y de su edad. La resistencia a la abrasión, por el contrario, no suele ser alta. Las grietas que, debidas a la retracción de fraguado, se forman en las capas de suelo-cemento son más o menos frecuentes según la proporción de cemento, su calidad y el tipo de suelo.

La dosificación de cemento en laboratorio se hace con ensayos de compresión, flexotracción y ensayos de ciclos de humedad, hielo y deshielo con abrasión de las probetas mediante cepillado (véase Escario II). Las resistencias a compresión a los siete días oscilan entre 20 y 70 kg./cm.^{2}, si bien éste no debe ser un criterio determinante si no se establece, junto con un análisis cuidadoso de la función de la capa estabilizada en el firme, las solicitaciones previstas y la durabilidad general de la calzada.

El suelo-cemento se ha utilizado con frecuencia en caminos rurales sin tratar (un tratamiento superficial bituminoso suele adherirse mal al suelo-cemento), en capas de base y sub-base de carreteras de tráfico medio o pesado, en arcenes y algunas veces en coronación de terraplenes para conseguir una buena plataforma de trabajo en tiempo húmedo. En estos últimos casos se han empleado proporciones pequeñas de cemento, pudiendo hablarse con más propiedad de «suelo mejorado con cemento».

Los sistemas de mezcla son los habituales, según se realicen en central o «in situ» (con pulvimixer, grada de discos, máquinas de «una sola pasada», plantas móviles complejas, etc.). La maquinaria de compactación es análoga a la indicada para el tipo de suelo de que se trata, y el control de la compacidad obtenida se hace tomando como densidad patrón la del «Proctor normal» o «modificado».

El curado se hace, o bien manteniendo húmeda la superficie de la capa estabilizada, o bien mediante un riego de un producto que evite la evaporación del agua (producto de curado, emulsión bituminosa, etc.).

Las capas de **grava-cemento,** muy utilizadas hoy día en firmes

---

(*) Un criterio particular a este respecto suele basarse en el análisis de una curva de compactación, como la del ensayo Proctor, que cuando no presenta un máximo claramente definido, hace pensar en la necesidad de utilizar fuertes proporciones de cemento.

de calidad para el tráfico pesado, obedecen a un principio y finalidad específicos, y a veces distintos de los del primitivo suelo-cemento:

— Están constituidas por materiales granulares de gran calidad, con granulometría continua relativamente estricta, con árido parcial o totalmente machacado, y que, por tanto, aun sin la adición de cemento, presentan una buena estabilidad mecánica, y al añadirle éste se evitan en parte las segregaciones de puesta en obra y los efectos perniciosos del agua a largo plazo.

— La cantidad de cemento es pequeña (3-4 por 100), ya que proporciones mayores darían resistencias excesivas y retracciones peligrosas. De todas formas, con un buen árido es normal obtener resistencias de 30 a 70 kg./cm² a los siete días. Aparte de la resistencia a compresión, es importante la resistencia a tracción (que aumenta con la proporción de árido de machaqueo), para prevenir fisuras debidas a las flexiones de la capa bajo las solicitaciones del tráfico.

— Los husos siguientes se han recomendado por la Dirección General de Carreteras para las gravas-cemento de calidad:

TAMIZ	PASA	%
1½"	—	100
1"	100	100-70
3/4"	100-75	90-60
3/8"	80-52	75-45
n.° 4	65-38	65-38
n.° 10	50-28	50-25
n.° 40	28-12	30-14
n.° 200	8-1	8-1

— El coeficiente exigido de desgaste de Los Angeles se suele hacer variar, según algunos autores, con el tipo de tráfico previsto y el espesor del pavimento que se construya sobre la capa de grava-cemento. Según las prescripciones de la Dirección General de Carreteras, se exige un coeficiente de desgaste de Los Angeles menor del 40 por 100.

Las otras condiciones para el árido, son las de:

— Equivalente de arena mayor de 30.

— IP < 6 LL < 25.

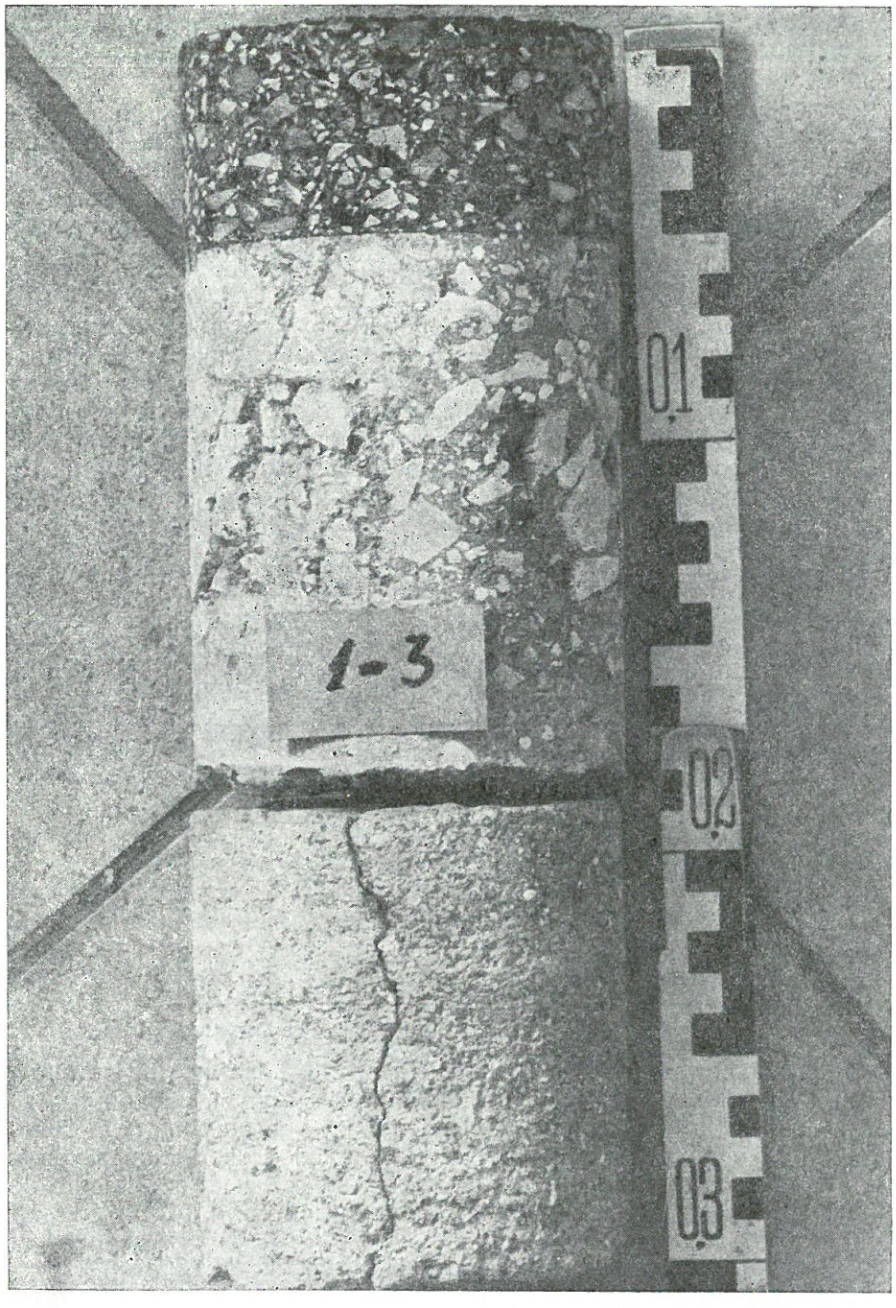


Fig. 5.4.

Testigo obtenido en un firme de carretera constituido por una capa de pavimento bituminoso, una capa de grava-cemento y una capa de suelo-cemento.

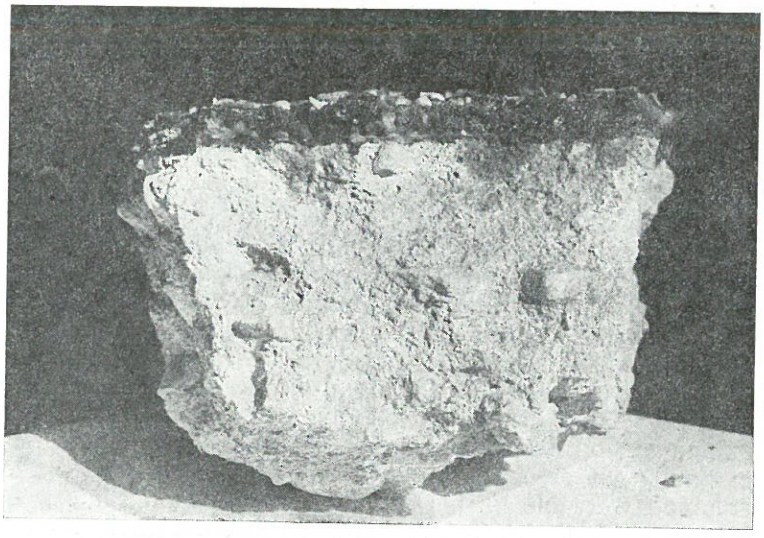


Fig. 5.5.

Testigo de suelo-cemento con tratamiento superficial bicapa (técnica de resultados dudosos).

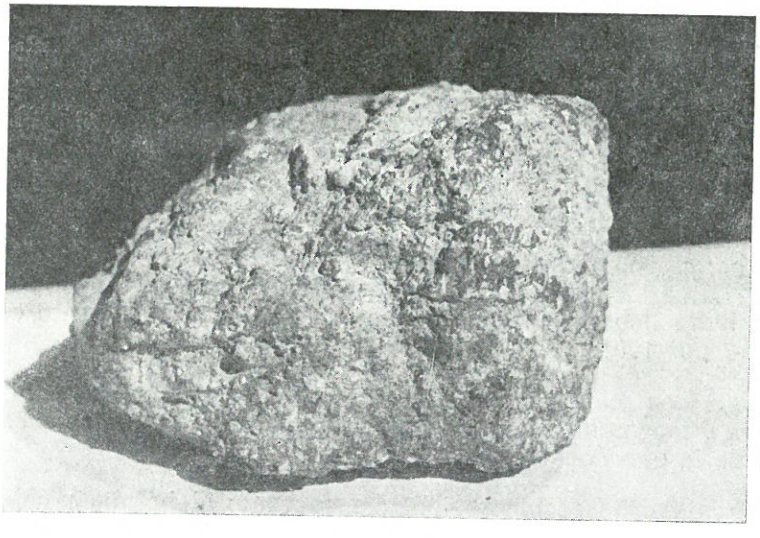


Fig. 5.6.

Testigo obtenido en una capa de suelo-betún

— Materia orgánica menor del 0,05 por 100.

— Pérdida por cepillado después de los ciclos de hielo y deshielo menor del 14 por 100.

— El tamaño máximo no suele pasar de 40 mm., para evitar segregaciones.

Mucho se ha discutido sobre el comportamiento de las capas de grava-cemento en obra, a corto y largo plazo. Por un lado existe el problema de la retracción de discutible importancia, pero que obliga en general a colocar pavimentos espesos para que no se reflejen las grietas en la superficie de la carretera; por otro lado, la propia naturaleza de la grava-cemento y su importante rigidez obliga a no utilizar espesores menores de capa de 15 ó 20 cm. Existe además el problema de la ejecución cuidadosísima, ya que, dado el escaso contenido de cemento, cualquier variación sobre el valor previsto se refleja en un cambio apreciable en las propiedades del material. Por último, a largo plazo y ante las cargas repetidas se suele admitir que el material perderá parte de la cohesión que le ha dado el cemento, comportándose casi como una base de zahorra artificial. En último aspecto, muy discutible, obliga en cualquier caso a utilizar un árido de muy buena calidad.

La fabricación de la grava-cemento se debe hacer en «central», con un buen control de la dosificación del cemento y agua, y es habitual extenderla con una terminadora vibratoria que extiende y precompacta la capa en todo su espesor. Es habitual exigir densidades del 98 ó 100 por 100 de la densidad «Proctor modificado». El tratamiento de curado se hace inmediatamente utilizando una emulsión bituminosa. Existen diversas opiniones sobre si es conveniente construir inmediatamente el pavimento o dejar pasar varios días antes para que la grava-cemento tenga una resistencia y estabilidad apreciables.

El **hormigón-pobre** ha tenido su origen especialmente en el Reino Unido. Los áridos son muy parecidos a los utilizados en los hormigones hidráulicos normales, aunque el contenido de cemento es menor (4-7 por 100).

Los áridos suelen estar lavados y exentos del polvo, si bien se observa últimamente una tendencia a emplear husos que se asemejan a los de la grava-cemento.

La resistencia a compresión que se exige al hormigón-pobre es superior a la de la grava-cemento (del orden de 70 a 100 kg./cm.^{2}) a los veintiocho días, por lo que, en general, hay que emplear total o parcialmente árido de machaqueo de buena calidad.

La fabricación, igual que en la grava-cemento, hay que hacerla en central con una relación agua/cemento muy estricta, y en la puesta en obra es importante que no existan segregaciones, para lo que se limita el tamaño máximo del árido; y que la compactación sea enérgica y efectiva, para lo que se emplean rodillos vibratorios y de neumáticos.

Los ingleses prescriben en general el hormigón-pobre para bases de carretera con tráfico pesado y con pavimento bituminosos espesos.

5.1.4. **Gravas-escorias.**

En los últimos años se han utilizado de manera creciente en varios países (Francia, especialmente) mezclas de zahorras naturales y más frecuentemente artificiales, con un 15 ó 25 por 100 de escoria granulada de alto horno.

Como se ha visto al tratar de los áridos artificiales, las escorias granuladas de alto horno son un material metaestable, cuyo fraguado es relativamente lento, y se debe a una cristalización final de la escoria, fenómeno que suele acelerarse en presencia de un catalizador (sosa o más frecuente cal).

Las ventajas del material estabilizado son relativas:

a) A la lentitud de un fraguado, que permite realizar todas las operaciones de extensión, compactación, nivelación y correcciones eventuales sin problemas de tiempo, y ello sin perjuicio de poder dar tráfico inmediato.

b) Al alto contenido de aditivo (15 a 25 por 100), que permite obtener una mezcla final muy uniforme.

c) A la escasa retracción de fraguado, menos acusada que en las gravas-cemento o en el hormigón-pobre.

d) A la insensibilidad respecto a la cantidad de agua en la puesta en obra, que en las gravas-cemento es pequeña y extraordinariamente crítica.

La grava-escoria, según se ha indicado, aumenta lentamente de resistencia a compresión. A los siete días es normal que esté comprendida entre 5 y 10 kg/cm^2. A los veintiocho días se suelen obtener valores comprendidos entre 10 y 25 kg./cm.^{2}, que es la mitad del valor de la resistencia al cabo de uno o dos años.

La actividad o el poder puzolánico de la escoria es función de su granulometría y composición, y suele caracterizarse por un coefi-

ciente α, que tiene estrecha correlación con la resistencia a compresión simple a los sesenta días de probetas tipo de arena-escoria.

El coeficiente α es el producto:

— De la superficie específica de los finos $< 80\,\mu$ (superficie específica Blaine).

— Por el porcentaje de elemento inferior $80\,\mu$, obtenidos en ensayos de molienda normalizado (método del Laboratorio Central des Ponts et Chaussées).

A la grava se le suele pedir granulometrías continuas, si bien más pobres en arena y finos que las habituales de las zahorras artificiales y grava-cemento, debido a la aportación posterior de la escoria granulada. El tamaño máximo no suele ser superior a 40 mm. para evitar segregaciones en la puesta en obra; y para conseguir una estabilidad inicial elevada, capaz de soportar los esfuerzos del tráfico en los primeros días, es conveniente que la mayor parte del árido grueso tenga caras de fractura, es decir, que sea de machaqueo. Normalmente se exige un EA > 30 y un coeficiente de desgaste de Los Angeles inferior a 40-30 por 100, según los casos.

Por la propia naturaleza del material, lo estricto de su granulometría y la justa proporción de catalizador necesaria, la mezcla de componentes debe hacerse en central para extenderse y compactarse en obra en espesores totales de tongada (20-25 cm.). Como interesa obtener una alta compacidad (aproximadamente 100 por 100 de la densidad Proctor modificado), la compactación se hará especialmente con rodillos vibratorios y/o neumáticos pesados. Una vez compactada la capa de grava-escoria, es conveniente aplicar un riego de curado con emulsión bituminosa con objeto de conservar la humedad del material.

Aunque existen ciertas prevenciones para colocar capas finas de rodadura sobre las bases de grava-escoria, lo mismo que se ha dicho al tratar de las capas de grava-cemento, en Francia es habitual construir tratamientos superficiales con riegos tricapa, o con capas de mezclas bituminosas de poco espesor.

Aparte de la grava-escoria tal como aquí se ha definido, se pueden emplear las escorias granuladas como aditivo de arenas mal graduadas, zahorras naturales, etc., si bien un estudio de la conveniencia económica debe hacerse en todos los casos.

Asimismo, y no deben confundirse, las escorias de alto horno normales, de escasa actividad, se han empleado habitualmente como árido de carreteras para sub-bases y bases en zonas próximas a los altos hornos, tal como sucede en Vizcaya y Asturias.

5.1.5. **Estabilizaciones con ligantes bituminosos**

La técnica de las estabilizaciones con ligantes bituminosos no se desarrolló con intensidad hasta que, con la evolución de los ligantes, se obtuvieron tipos capaces de mezclarse de manera adecuada con los suelos. Incluso hoy día la utilización de esta técnica en algunos países, como España, ha sido escasa. En varios países del continente americano, sin embargo, el empleo de los «suelos-betún» se ha extendido grandemente desde hace varios años.

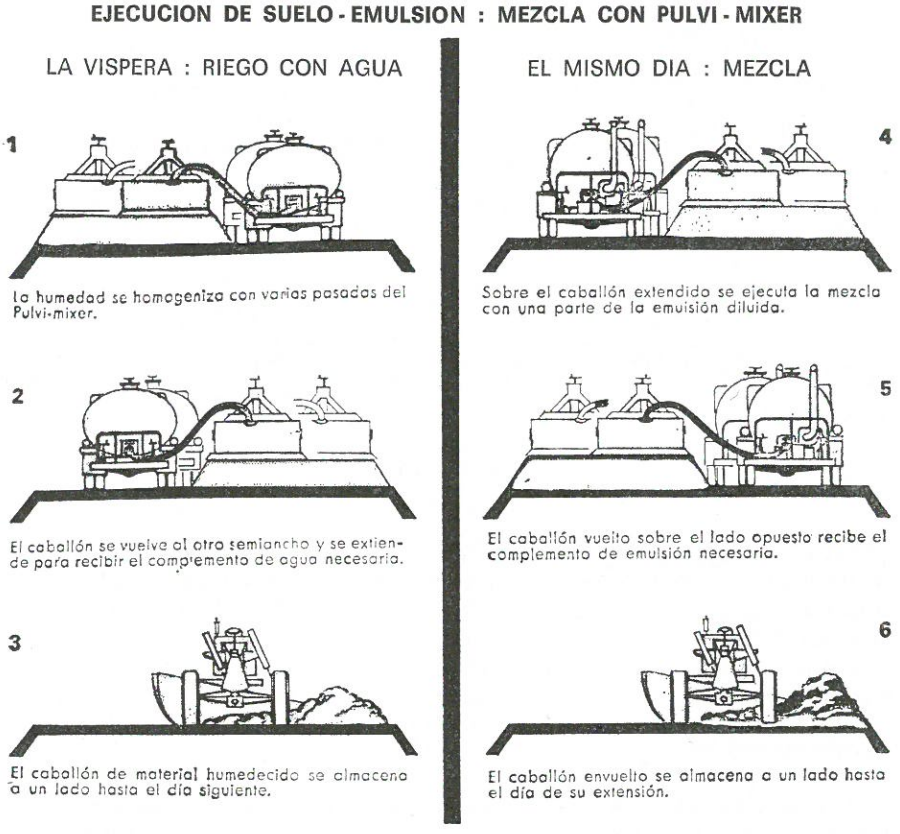


Fig. 5.7.a. (*)

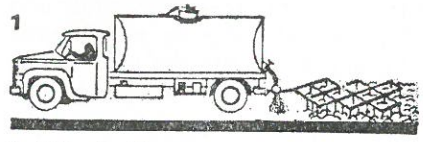
Los ligantes que se utilicen deben ser tales que a temperatura ambiente tengan la viscosidad suficientemente baja como para poder

(*) Figuras tomadas del libro «Les emulsions de bitume».

EJECUCION DE SUELO - EMULSION : MEZCLA CON NIVELADORA

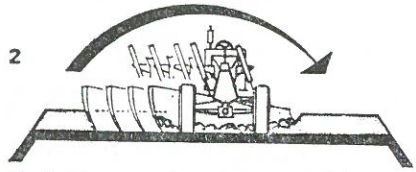
LA VISPERA : RIEGO CON AGUA

EL MISMO DIA : MEZCLA



1

Humidificación del suelo

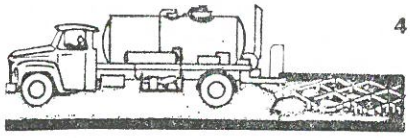


2

El caballón se revuelve y transporta con la niveladora.

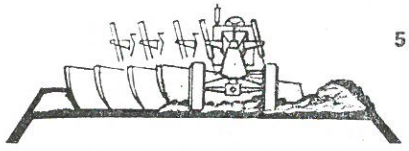
3

El caballón se reserva.



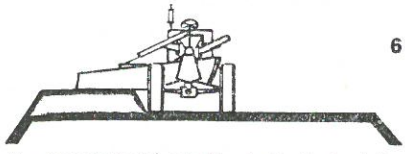
4

Incorporación de la emulsión sobre el material extendido.



5

La mezcla de la emulsión se hace con la hoja de la niveladora.



6

Almacenamiento del caballón «in situ» hasta el día de la extensión.

Fig. 5.7.b. (*)

mezclarse con los elementos finos del suelo, por abundantes que éstos sean, y que además en un corto espacio de tiempo pueden proporcionar al suelo la estabilidad e impermeabilidad suficiente. Los ligantes que cumplen estas condiciones son los betunes fluidificados poco viscosos (tipo RC o MC), los alquitranes ricos en aceites (BQ-5, por ejemplo), y de manera especial en los últimos años las emulsiones de rotura lenta y media, e incluso en suelos con pocos finos, las de rotura rápida.

Los suelos y áridos que se prestan a estabilizarse constituyen una amplísima gama. Cuando se trata de áridos y materiales granulares con pocos finos, el mecanismo de la estabilización se aproximará al de las «mezclas asfálticas», ya que hay que admitir la existencia de una película continua envolviendo cada partícula mineral. Cuando se trate de suelos ricos en «finos», la distribución del ligante es algo más compleja y se busca, en general, que aquél impermeabilice y dé

(*) Figuras tomadas del libro «Les emulsions de bitume».

cohesión a los finos, formando un mortero continuo y resistente a la acción del agua.

Dentro de los materiales mencionados en último término están los recomendados por la AASHO y la Dirección General de Carreteras, que únicamente exigen que por el tamiz número 4 pase entre el 50 por 100 y el 100 por 100 del suelo, y que por el tamiz número 200 pase menos del 35 por 100. Además, se añade que el LL $<$ 30 y que el IP $<$ 6. La AASHO eleva este último requisito a IP $<$ 18. Cuando se trata de gravas naturales o de machaqueo, se suele recomendar husos continuos, similares a los indicados al tratar de la zahorra artificial, aunque algo más tolerantes en el contenido de finos y en la plasticidad de los mismos (IP $<$ 10 en el Instituto del Asfalto). Por último, también se han estabilizado con éxito arenas mal graduadas de duna o de playa.

Hoy día, aparte de las estabilizaciones clásicas con ligantes bituminosos, se han empezado a emplear las llamadas gravas-emulsión, que como material de calidad tiene cierto paralelismo con la grava-cemento, y al que nos referiremos posteriormente.

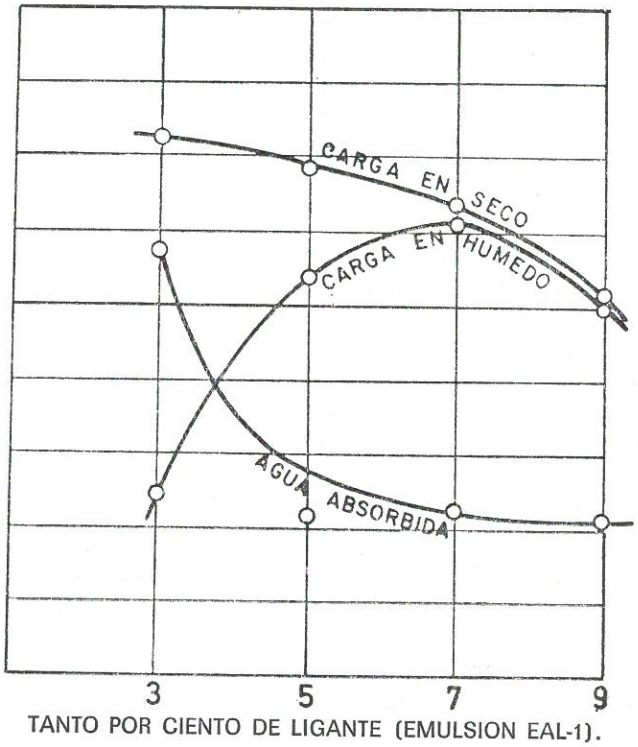


Fig. 5.8.
Estudio de dosificación de una estabilización con ligantes bituminosos.

El proyecto o dosificación de una estabilización con ligantes bituminosos suele hacerse mediante un ensayo de resistencia en seco (compresión simple, triaxial, o extrusión). El mismo ensayo después de inmersión de parte de las probetas en agua sirve para ver el grado de insensibilidad alcanzado, y la determinación del agua absorbida, o del entumecimiento. Este es el caso del método Hubbard-Field (Norma ASTM-915). En la figura 5.8. se representan los resultados tipos de unos ensayos Hubbard-Field en un suelo-betún.

La experiencia exige resistencias mínimas en seco, después de inmersión, y un porcentaje máximo de absorción de agua.

Los materiales estabilizados con ligantes bituminosos presentan generalmente, en obra, un comportamiento excelente; sin embargo, es difícil todo el proceso de mezcla y empleo, y asimismo como la elección del ligante adecuado.

La ejecución de una estabilización con un ligante bituminoso exige las siguientes condiciones:

a) El suelo debe estar suelto y disgregado para facilitar el reparto uniforme de ligante.

b) El suelo ha de tener la humedad «óptima de mezclado» para facilitar la dispersión. Esta humedad es función del ligante, el tipo de suelo y de la maquinaria que se va a utilizar.

c) La maquinaria ha de ser capaz de conseguir la mezcla homogénea del ligante con el suelo.

d) La «humedad de compactación» ha de ser la adecuada en función de la maquinaria de compactación. Como esta humedad suele ser menor que la «humedad de mezclado» es frecuente tener que «airear» la mezcla para eliminar el exceso de agua.

e) El curado y/o rotura del ligante requerirá un tiempo mínimo, muy variable según los casos, pero con el que siempre habrá que contar como factor decisivo.

La mezcla puede hacerse en central o «in situ». En el primer caso hay que disponer y organizar los acopios, conseguir una mezcladora que dosifique en volumen o en peso y equiparse con los camiones necesarios para el transporte de la mezcla a obra. Allí deberá extenderse con motoniveladora o extendedora, airearse, si fuera necesario, y compactarse.

Cuando la mezcla se hace «in situ», se emplea la maquinaria habitual de las estabilizaciones con productos líquidos. El contenido en ligante útil residual suele oscilar entre el 1,5 y el 5 por 100, según la granulometría y el tipo de suelo.

Gravas-emulsión: Bajo este nombre suele entederse, hoy día, una mezcla de un material granular, de calidad elevada, con parte de árido machacado, generalmente de granumetría cuidada y con una pequeña cantidad de emulsión aniónica o catiónica, que tiene por misión: impermeabilizar los finos, evitar segregaciones, facilitar la puesta en obra y evitar la degradación del árido en el transcurso de la vida del firme.

La granulometría del árido debe ser relativamente estricta, y el tamaño máximo debe no ser excesivo para evitar segregaciones. Los husos recomendados son muy parecidos a los de las zahorras artificiales y a los de las gravas-cemento. El equivalente de arena debe ser mayor de 30, si bien este valor es pequeño cuando se emplea emulsión catiónica y grande, cuando se emplea emulsión aniónica. El coeficiente de desgaste Los Angeles será menor de 30 ó 40 por 100, según que el tráfico sea pesado o ligero y que el pavimento que se construya sobre la base sea o no suficientemente espeso.

La emulsión debe poder dispersarse homogéneamente entre los finos del árido, dando una cubrición adecuada y una buena adherencia; no debe romper demasiado pronto, de forma que no se mezcle bien con dichos finos, ni demasiado tarde, de forma que existan problemas en tiempo húmedo o frío. Por ello, se suelen emplear emulsiones especiales con la rotura lo más rápida posible, siempre que mezclen bien con el árido. La mezcla es perfectamente manejable aun después de romper la emulsión, debido a la presencia de agua que lubrica las partículas, permitiendo el empleo y la compactación, así como a la escasa proporción de ligante.

La mezcla se puede fabricar en central o «in situ» y la compactación tiene especial importancia para dar la cohesión final y expulsar el agua sobrante de la mezcla, y debe hacerse con rodillos vibratorios o/y de neumáticos. La proporción de emulsión al 60 por 100 suele variar desde el 3,5 al 7 por 100, y el ligante residual es, generalmente, betún de penetración.

La ventaja fundamental de las gravas-emulsión radica en que la rigidez de las bases de este material no es excesiva, como las gravas-cemento, ni tan sensible a la humedad como son las bases granulares sin tratar.

Tampoco existen peligros de fisuraciones y los pavimentos pueden ser de pequeño espesor o bien irse reforzando por etapas. El inconveniente, hoy por hoy, sigue naciendo de los problemas del empleo de la emulsión en función del árido y de las condiciones ambientales.

En laboratorio, suelen proyectarse estas mezclas por el método de inmersión-compresión o mediante el estabilómetro y cohesiómetro de Hveem.

5.1.6. **Otras estabilizaciones**

Aparte de los aditivos indicados anteriormente, se han empleado otros muchos en zonas donde por el estado de la técnica o la existencia de subproductos baratos de la industria así lo aconsejaban. El último caso, el de los subproductos, es el más característico de todos y, de esta forma, se han usado crudos de petróleo, aceites de alquitrán, aceites de petróleo, cenizas volantes de central térmica, lignosulfitos, aceites sulfonados, compuestos amínicos, resinas vinsol, etc.

Con parte de estos aditivos se ha hablado de estabilización química de suelos, si bien el fenómeno suele ser complejo: intercambio iónico, lubricación durante la compactación, mayor densidad final, menor permeabilidad, menor acción capilar del agua, etc. Dentro de este grupo pueden situarse las aminas, los aceites sulfonados, los de alquitrán, la resina vinsol, etc.

Otros aditivos sólo tienen una función física a corto plazo, como son las cenizas volantes de correctores de granulometría, aunque a veces este efecto se combina con algunas actividades hidráulicas y puzolánicas.

En cualquier caso, las consideraciones económicas y la experiencia previa deben decidir al proyectista por la adopción de uno de los sistemas de estabilización de los reseñados anteriormente. Un estudio de laboratorio en todos los casos debe ayudar a esta decisión, en el cual se determine la variación de la plasticidad, de la capacidad portante, de la densidad, de la permeabilidad, etc.

BIBLIOGRAFIA

1. CHEVRON ASPHALT CO.: «Bitumuls base treatment manual» (1967).
2. D. G. C. (M. O. P.): «Grava-cemento». Prescripciones técnicas generales y comentarios (1969).
3. D. G. C. (M. O. P.): «Estabilizaciones de suelos por medio de la cal». Traducción de Mateo-Sagasta.
4. DIEZ, J.: «Comportamiento de la grava-emulsión en laboratorio». Tesis doctoral. Madrid (1973).
5. ESCARIO, J. L.: «Caminos». Tomo II (1964).
6. FERNANDEZ DEL CAMPO, J. A.: «Bases de calidad tratadas con emulsión». VI Semana de la Carretera (1970).
7. FERNANDEZ DEL CAMPO, J. A.: «Las mezclas grava-emulsión». «Revista de Carreteras» (1972).
8. H. R. B.: «Highway Research Record», núm. 315. «Soil stabilization: multiple aspect» (1970).
9. PRANDI, E.: «Estabilizaciones». Firmes especiales de carreteras y autopistas. ETASA (1970).
10. PROBISA: «Boletín Informativo» núm. 22 (1971).
11. R. R. L.: «Mecánica del suelo para ingenieros de carreteras y aeropuertos». Traducción de Valero Alonso.
12. SETRA: «Directive pour la réalisation des assises de chaussée en grave-laitier et sables-laitier» (1968).
13. SETRA: «Directive pour la réalisation des assises de chaussée en grave-ciment» (1967).
14. SETRA: «Recommandation pour la réalisation des assises de chaussée en grave-émulsion» (1969).
15. VALERO ALONSO, L.: «Grava-emulsión». Revista «Alemas», núm. 52 (1970).
16. YODER: «Principes of pavements design» (1959).

VI TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

6.1. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES Y RIEGOS

Existen distintas opiniones en la bibliografía actual sobre la amplitud de las técnicas que pueden encuadrarse bajo el término «tratamiento superficial». A nosotros nos parece lógico y racional abarcar con este término todo tipo de tratamiento, hecho con riegos o con mezcla, que tenga por objeto proporcionar a una carretera una superficie de rodadura impermeable, segura y adecuada para el paso de los vehículos. Se entiende que este tratamiento no aporta directamente nada a las características resistentes del firme de la carretera (*).

Siguiendo este criterio se nos ocurre clasificar los tratamientos superficiales de la manera siguiente:

- Tratamiento superficial con riegos.
  - Sin gravilla ... ...
    - En negro.
    - Antipolvo.
    - De adherencia.
    - De imprimación.
    - De curado, etc.
  - Con gravilla ... ...
    - Monocapa.
    - Multicapa.

(*) La Dirección General de Carreteras española considera equivalentes los términos tratamiento superficial y riego. De manera que los tratamientos superficiales con mezclas, tales como lechadas bituminosas o mezclas abiertas, no deben considerarse como tratamientos superficiales. Este mismo criterio pertenece a N. W. McLeod, del Canadá.

M. Herrin y C. R. Marek, de la Universidad de Illinois, definen el tratamiento superficial como «una capa delgada de áridos y ligante bituminoso que está sometida directamente a las fuerzas del tráfico y en la que los áridos se sujetan al pavimento anterior mediante el ligante correspondiente».

Otros autores se muestran partidarios de emplear el término tratamiento superficial para designar toda aplicación superficial, ya sea con riego o con mezcla.

Tratamiento superficial con mezclas	En caliente	Finos, tipo mortero. Gruesos, tipo macadam.
	En frío	Finos, tipo lechada. Gruesos, tipo macadam.

Vamos a referirnos a continuación solamente a los tratamientos superficiales con riego.

6.2. RIEGOS SIN GRAVILLA

Es dudoso que estos tipos de riegos sean considerados como unos tratamientos superficiales, por lo menos en numerosos casos; sin embargo, por una razón de tipo didáctica se han incluido aquí, aun a sabiendas de que muchas veces no son más que tratamientos auxiliares de otras técnicas más complejas.

6.2.1. **Riegos en negro**

Con este nombre podrían designarse todos los riegos incluidos bajo término «sin gravilla»; sin embargo, suelen designarse únicamente aquellos que se realizan sobre una superficie bituminosa antigua con objeto de mejorar su impermeabilidad, evitar erosiones o fisuraciones, etc. Si después del tratamiento de ligante se recurriera a aplicar arena, estaríamos en el caso de un riego de sellado del que trataremos más adelante.

En general, los riegos en negro suelen aplicarse sobre superficies de rodadura pobres en ligante, envejecidas, con peligro de erosiones y falta de impermeabilidad. Para no depositar un exceso de ligante sobre la superficie antigua tienen que hacerse con ligantes muy fluidos y poco viscosos y con una mínima dotación (200 a 400 g/m^2 de ligante residual). En general, no es necesario cortar el tráfico durante la ejecución, aunque sí hay que conseguir que los vehículos marchen a velocidades pequeñas.

Los ligantes recomendables en estos tratamientos son los betunes fluidificados del tipo RC-0-1 y, sobre todo, las emulsiones disueltas en agua del tipo EAM-1, EAL-1 o bien emulsiones catiónicas especiales.

A veces se ha recurrido a estos tratamientos para regenerar zonas envejecidas, empleando entonces productos bituminosos especiales. Estos casos sólo pueden considerarse como experimentales y de «artesanía».

Respecto a la maquinaria y ejecución no hay nada especial que indicar, sobre todo teniendo en cuenta que en párrafos sucesivos se va a tratar extensamente este punto.

6.2.2. **Riegos antipolvo**

Los riegos antipolvo consisten en la aplicación de un ligante sobre la superficie de un camino con objeto de eliminar el polvo, tan molesto para la circulación. Además, protegen los firmes contra los efectos de la erosión y la humedad, permitiendo incluso obtener pavimentos económicos provisionales para tráfico ligero. También pueden servir para conservar el firme durante un tiempo determinado, con aplicaciones sucesivas de este tipo de riego, hasta poder hacer un riego con gravilla que sirva de tratamiento de mejor calidad y duración.

Los ligantes recomendables son betunes fluidificados tipo MC-0-1, RC-0-1, alquitranes ligeros o aceites de alquitrán y especialmente emulsiones aniónicas de rotura media o lenta (EAM o EAL) disueltas en agua. La emulsión deberá diluirse en agua en una proporción que dependerá de la superficie a tratar y que variará entre cinco a veinte veces el volumen de la emulsión. Una solución intermedia consiste en emplear emulsiones especiales de rotura rápida hechas con betunes fluidificados.

En general, se requiere más de una aplicación de ligante, haciéndose éstas en muchos casos con cisternas regadoras muy sencillas. Suele ser conveniente barrer y regar previamente la superficie primitiva antes de dar la primera aplicación de ligante.

En algunos casos suele extenderse sobre el riego de emulsión una cantidad de arena limpia. Naturalmente, este tratamiento ya no puede considerarse estrictamente como un simple riego antipolvo.

6.2.3. **Riegos de adherencia**

Se define como riego de adherencia la aplicación de una pequeña cantidad de ligante bituminoso sobre una superficie (en general, ya tratada o impermeable) con el fin de conseguir su unión con otra capa que ha de ejecutarse posteriormente.

Los ligantes adecuados deben ser poco viscosos, pero de curado o rotura rápida con objeto de poder conseguir un buen reparto con poca dotación, por un lado, y por otro, poder construir rápidamente la nueva capa. Suelen emplearse betunes fluidificados tipo RC-0, 1, 2 o más corrientemente emulsiones EAR-1 o ECR-1 (a veces disueltas en agua).

Este tipo de riego no se emplea siempre, siendo su uso potestativo, en general, del ingeniero de obra a la vista del estado de la superficie a tratar y de las condiciones climatológicas. Cuando la superficie antigua está muy sucia, aparte del barrido previo, será necesario en muchos casos recurrir a regar con un ligante similar al de los riegos de imprimación.

6.2.4. **Riegos de imprimación**

Es la aplicación de un ligante bituminoso sobre una superficie porosa y, en general, no tratada con ningún ligante anteriormente. El riego de imprimación penetra ligeramente por capilaridad.

Los ligantes adecuados son betunes muy fluidificados y de curado medio (tipos MC-0-1), emulsiones de rotura lenta (EAL) y eventualmente alquitranes fluidos.

Horas antes de proceder a la extensión del ligante es conveniente regar con agua la superficie para que la humedad favorezca la penetración por capilaridad. El riego de imprimación se realizará con el tanque regador o caldera normal, empleando una cantidad de ligante que suele fijarse como la que es «capaz de absorber la base en un período de veinticuatro horas». En la práctica suele fijarse una dotación tipo (1 kg/m^2, por ejemplo) y rectificarla en una segunda aplicación, de modo tal que en las partes donde falta ligante se añade y en las que sobra se procede a extender una ligera dotación de arena, capaz de fijar el ligante que sobra.

6.2.5. **Riegos de curado**

Los riegos sin árido de cubrición son los tratamientos más utilizados para favorecer el curado de capas tales como las de suelocemento, grava-cemento, grava-escoria, etc. En pura teoría, la película bituminosa formada por el ligante, que es la que evitar la evaporación de agua, no debe penetrar (imprimar) en el material de la capa. Hay ingenieros que opinan que este último fenómeno podría ser perjudicial, ya que se dificultaría el proceso de fraguado del material de la capa debido a la presencia del ligante. Sin embargo, en la práctica se desea que el riego de curado sirva también como riego de imprimación e incluso como tratamiento de protección ante el tráfico de obra que pasa directamente por encima.

Según se quiera que el riego sirva sólo como tratamiento de curado, que incluso luego debe eliminarse, o que sea un tratamiento también de imprimación, se emplean ligantes diferentes. En el primer caso son análogos a los indicados para riegos de adherencia, emulsiones de rotura rápida, betunes fluidificados (tipo RC). En el segundo caso se usan emulsiones tipo EAL o ECL y betunes tipo MC.

6.3. RIEGOS CON GRAVILLA

Los riegos con gravilla son los que realmente pueden llamarse por antonomasia «riegos» y los que se aplican realmente como tratamientos superficiales. Están constituidos por la aplicación de li-

gante bituminoso en película uniforme y la extensión de una capa, con una sola gravilla en su espesor de árido con tamaño uniforme, de forma que las partículas minerales queden sujetas firmemente en su parte inferior al ligante, sin que éste llegue a fluir a la superficie. Si este proceso se realiza una sola vez, se tratará de un riego monocapa; si se repite varias veces utilizando tamaños decrecientes de gravilla de abajo a arriba, se tratará de un riego multicapa.

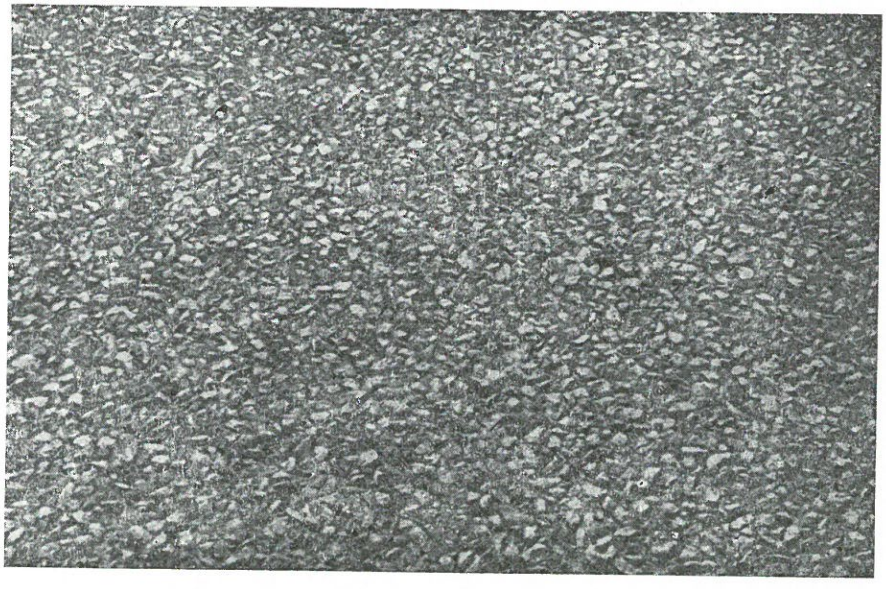


Fig. 6.1.

Aspecto típico de la textura superficial de un riego con gravilla.

Los riegos con gravillas son una de las técnicas más antiguas empleadas por conseguir superficies de rodadura rugosas, impermeables y resistentes al tráfico (fig. 6.1). El coste es pequeño; el resultado, si la ejecución es correcta, es satisfactorio durante un período de cuatro a siete años o más, según el tipo de tráfico. Aunque durante mucho tiempo se ha dicho que en carretera de tráfico pesado no deben emplearse los riegos, existe en la actualidad en los países de técnica avanzada un nuevo interés hacia los mismos, incluso para su utilización en tratamientos superficiales en autopistas. Para ello, muchas veces se recurren a técnicas especiales, tales como preenvolver las gravillas, activarlas o calentarlas.

6.3.1. **Riegos monocapa**

El éxito o fracaso de los riegos depende en más del 95 por 100 del cuidado en la ejecución. Este hecho incuestionable raras veces se admite, siendo habitual culpar de los fracasos a una serie de factores menos importantes. Por ello mismo vamos a analizar detalladamente todos estos factores que determinan la calidad final en un tratamiento superficial con riego.

a) **Factores relativos a la superficie existente.**—La superficie debe estar limpia, exenta de polvo. Para ello, aparte de barrer enérgicamente, se debe recurrir, si fuera necesario, a hacer un riego de imprimación con un ligante bituminoso de características adecuadas para que penetre capilarmente. Este tratamiento debe usarse siempre cuando se trate de riegos sobre una capa de base granular.

La superficie existente (bituminosa o granular) debe ser impermeable. Los riegos llamados de semipenetración y que según la tecnología actual deberían evitarse, pertenecen a otro grupo de tratamientos, a los que más adelante nos referiremos brevemente. Si la superficie bituminosa es excesivamente rica en ligante, deberán tomarse medidas en el proyecto y en la ejecución para que no resulte al final una dotación excesiva de ligante. Otro tanto se hará, si la superficie es pobre en ligante para que esto no resulte, también, finalmente.

base dura: las gravillas no se incrustan

base blanda: gravillas embebidas

Fig. 6.2.

Punzonamiento de las gravillas en la base, según la resistencia de la misma.

La base debe tener siempre una resistencia estructural adecuada, y muy particularmente resistencia alta al punzonamiento de las gravillas, ya que en caso contrario éstas quedarían incrustadas, falseando todo el esquema indicado inicialmente (fig. 6.2).

El caso opuesto y también perjudicial (el de una base de gran dureza que actúe de yunque) se presenta, por ejemplo, sobre las superficies de hormigón hidráulico, bituminosas, etc. Mención especial merecen las bases de suelocemento y grava-cemento. Estos materiales se comportan mal con riegos superficiales, especialmente monocapa, siendo causante de que el tratamiento se «levante», formándose baches, «peladuras», etc. La razón hay que buscarla, sobre todo, en la mala resistencia a la abrasión de aquellos materiales que hacen que la «costra» formada por el tratamiento bituminoso esté mal «anclada» en la base y resulten perniciosas las fuertes solicitaciones tangenciales y verticales del tráfico. Pese a todo, se han utilizado estos tratamientos, siendo mejores los resultados cuanto más cuidados estaban los materiales, la ejecución, mayor el espesor de capa del tratamiento y más benigno el clima. El riego de imprimación juega en todos los casos un papel importante.

b) **Factores relativos al árido:**

— La granulometría de los áridos es muy importante. Por la propia concepción de los riegos superficiales, sería deseable que todas las partículas minerales tuvieran igual tamaño. Como este tipo de áridos es antieconómico, a la hora de explotar las canteras se establecen unas ciertas tolerancias dentro de las granulometrías, llegando así a unos husos normalizados. La Dirección General de Carreteras tiene unificados los tipos 5-9 mm., 9-15 mm., 13-18 mm. y 18-25 mm. Algunas Administraciones han sido tolerantes, admitiendo husos de granulometría más continua, sobre todo en riegos multicapa, si bien entonces todas las teorías indicadas anteriormente resultan inadmisibles, ya que en ese caso existirán partículas completamente embebidas en el ligante y el espesor de capa vendría dado en multitud de puntos por un espesor equivalente al de dos gravillas.

— La forma de las partículas debe ser lo más cúbica posible. Las lajas y agujas, aparte de poderse romper, terminan siempre apoyándose en su dimensión mayor, por lo que pueden quedar embebidas en el ligante. Por ello,

actualmente, además del concepto de dimensión media de las partículas, se emplea el concepto de «dimensión menor» a la hora de dosificar la cantidad de ligante necesario (fig. 6.3).

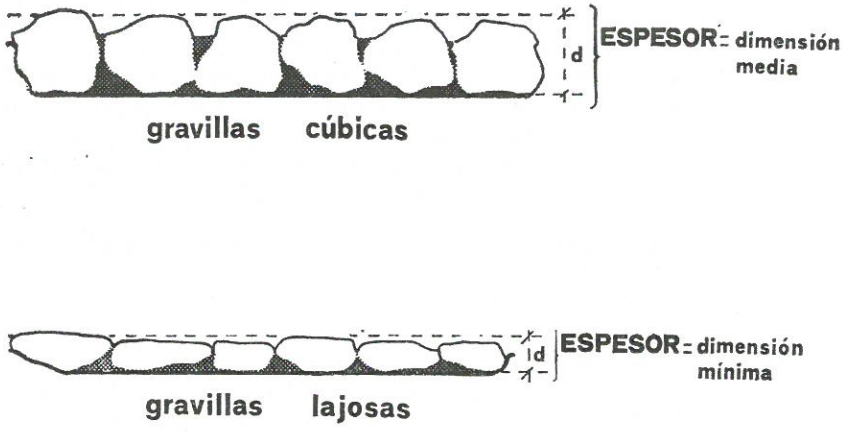


Fig. 6.3.

Influencia de la forma de las partículas en las dotaciones de ligante y árido.

— La temperatura de los áridos y, sobre todo, su limpieza son dos factores muy importantes para asegurar una buena adherencia con el ligante. Es especialmente peligrosa la presencia de polvo plástico o arcilloso sobre las superficies de las gravillas. La basicidad o acidez del árido son importantes a la hora de pensar en la adhesividad del ligante o en el desplazamiento de éste en presencia del tráfico y del agua. Los activantes catiónicos o las emulsiones catiónicas constituyen hoy día excelentes armas frente a los áridos silíceos, siempre que éstos estén limpios (en caso contrario pueden llegar a ser contraproducentes).

— La humedad en el árido no ocasiona ningún problema cuando se emplean las emulsiones como ligantes. Es indeseable, sin embargo, cuando se utilizan ligantes no emulsionados.

— Para el buen resultado a largo plazo, el árido debe estar constituido por partículas duras y de textura tal que sean resistentes al pulimento. En los pliegos de condiciones se valoran estas características, indicando cifras-tope para el coeficiente de desgaste de Los Angeles

(o Deval) y para el c. p. a. (*). Existen áridos especiales que sin cumplir las especificaciones anteriores, tal como sucede con algunas escorias volcánicas o artificiales, dan buenos resultados en la práctica.

c) **Factores relativos al ligante:**

— Los ligantes más usados son los betunes de penetración (150-200, 200-300), los cut-backs viscosos de curado rápido (RC-3-4-5), las emulsiones viscosas de rotura rápida y los alquitranes viscosos. Son preferibles unos u otros según diversos factores que se irán tratando.

— El ligante debe extenderse de manera que forme una película uniforme sobre la superficie a tratar. Para ello hay que disponer de la maquinaria adecuada para el bombeo y pulverización a la temperatura conveniente de empleo.

— En el momento de extender el árido, el ligante debe tener una viscosidad lo suficientemente baja para adherirse al mismo convenientemente; esto se consigue calentando suficientemente el ligante bituminoso o empleando emulsión y evitando que, por transcurrir un período de tiempo prolongado, los primeros se enfríen y la segunda rompa.

— En un corto período de tiempo el ligante debe quedar bien adherido al árido y dar resistencia suficiente para que, si se abre al tráfico, no se produzcan deterioros del tratamiento. Esto obliga a que, si se emplean betunes fluidificados, sean de curado rápido, y si se emplean emulsiones, sean de rotura rápida.

— La viscosidad inicial del ligante estará de acuerdo con el espesor de película que se desea colocar. Como este espesor está a su vez relacionado con el tamaño del árido, puede afirmarse de manera general que a mayor tamaño de árido hay que emplear ligante más viscoso. Esta es la razón por la que las emulsiones son especialmente indicadas con árido de tamaño pequeño o medio y los betunes de penetración con los áridos de gran tamaño.

(*) La Dirección General de Carreteras fija para el coeficiente de Los Angeles valores máximos de 30. El c. p. a. se exige usualmente que sea igual o superior a 0,45.

d) **Factores relativos a dosificación o proyecto:**

— La dosificación o proyecto de un riego, aunque no es lo más esencial para el buen resultado del mismo, debe hacerse con la mayor precisión posible, ya que es un factor que contribuye al éxito final del tratamiento. Hay que tener en cuenta que en un riego bien ejecutado con medios mecánicos, dispersiones en la dotación de ligante del 20 por 100 son totalmente normales.

— Existen numerosos estudios que relacionan los huecos que deben rellenarse en un tapiz de espesor uniforme igual al tamaño de la gravilla para llegar a que la altura en que el ligante «moje o sujete» las mismas (fig. 6.4) esté comprendida entre el 60 y el 70 por 100 del tamaño de las mismas. Para gravillas de forma cúbica se ha popularizado la llamada regla del décimo, que, como bien es sabido, consiste en lo siguiente:

si d = Tamaño mínimo de la gravilla.

y D = Tamaño máximo de la gravilla.

$$A = \frac{D + d}{2} = \text{Tamaño medio de la gravilla.}$$

En condiciones normales:

$$\text{Dotación de gravilla d/D mm.} = \frac{d + D}{2} \text{ litros/m}^2$$

$$\text{Dotación de betún puro} = \frac{1}{10}\left(\frac{d + D}{2}\right) \text{ kg/m}^2$$

Estas dotaciones se corrigen normalmente teniendo en cuenta:

— Tamaño medio de la gravilla.

— Absorción de la misma.

— Permeabilidad de la superficie antigua.

— Ligante utilizado.

— Otros autores consideran que la regla del décimo caracteriza de forma insuficiente el espesor medio de la capa

de áridos en relación con su granulometría. McLeod recomienda una fórmula del siguiente tipo:

$$M = 0{,}2\,\frac{a+b}{2} + 0{,}6\,\frac{b+c}{2} + 0{,}2\,\frac{c+d}{2}$$

Donde:

a = Dimensión del tamiz por el que pasa 100 por 100.

b = Dimensión del tamiz por el que pasa 80 por 100.

c = Dimensión del tamiz por el que pasa 20 por 100.

d = Dimensión del tamiz por el que pasa 0 por 100.

Este valor M sirve siempre para árido de forma cúbica. Como se ha demostrado que las gravillas terminan apoyándose sobre su dimensión mayor, se recomienda tener presente el valor de H (media dimensión menor) (fig. 6.3). Entonces el parámetro que se rela-

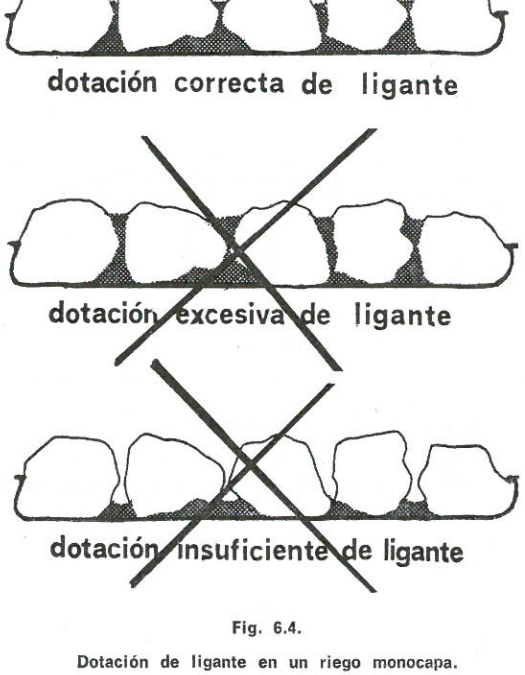


Fig. 6.4.

Dotación de ligante en un riego monocapa.

ciona con el contenido adecuado de ligante es M:H. Existen tablas y fórmulas, partiendo de los parámetros indicados, para determinar dicha dotación.

— Cuando se emplea emulsión asfáltica hay que tener presente tanto el mayor volumen inicial del ligante como sus buenas propiedades capilares para «mojar» el árido (fig. 6.5). Por esto algunos autores admiten que puede reducirse en un 20 por 100 la dotación de ligante residual en el riego en relación con la cantidad teórica necesaria, obtenida por los métodos normales de la regla del décimo o cualquier otra.

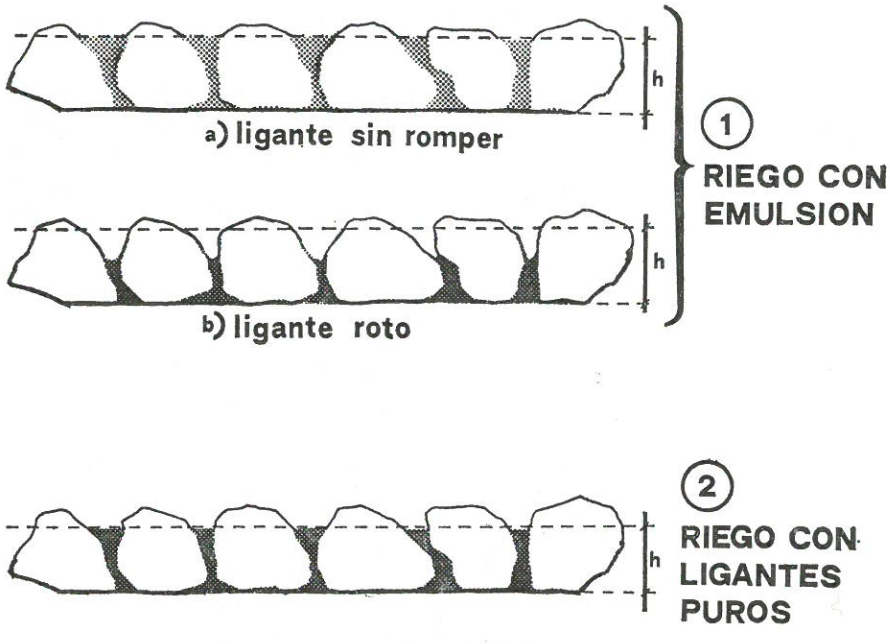


Fig. 6.5.

Forma de adherirse el ligante al árido en un riego con betún puro y en un riego con emulsión.

Todos los factores y consideraciones anteriores se han referido fundamentalmente a los riegos monocapa. A continuación se ampliarán los criterios para una doble o triple aplicación (riegos bicapa o tricapa), ya que, como se verá, estos últimos tipos de tratamiento no pueden considerarse simplemente como la superposición de varios riegos monocapa, sino que tienen una cierta personalidad propia.

e) **Factores relativos a la ejecución:**

— El ligante debe extenderse uniformemente con la dotación fijada. La temperatura debe ser adecuada para que la viscosidad sea la óptima, con objeto de que el ligante no fluya hacia los bordes de la plataforma y pueda, por otro lado, adherirse con facilidad al árido. En países fríos se ha recurrido a veces a calentar o preenvolver los áridos para evitar los problemas derivados de las bajas temperaturas.

Son típicos los defectos producidos por un mal reparto del ligante: surcos longitudinales, manchas de ligante, etc. Son típicos también los defectos debidos a las pérdidas de gravillas con temperaturas frías. En general, casi todos los defectos, sea cual sea su origen, se manifiestan por el exceso de ligante, bien sea por exceso real del mismo en algunas zonas o por pérdidas del árido de cubrición.

Los difusores de los tanques regadores requieren para asegurar caudales uniformes una limpieza continua.

El tarado de los mismos y la altura sobre el pavimento son factores importantes (fig. 6.6) para asegurar una correcta superposición de los abanicos de ligante sobre la superficie de la carretera.

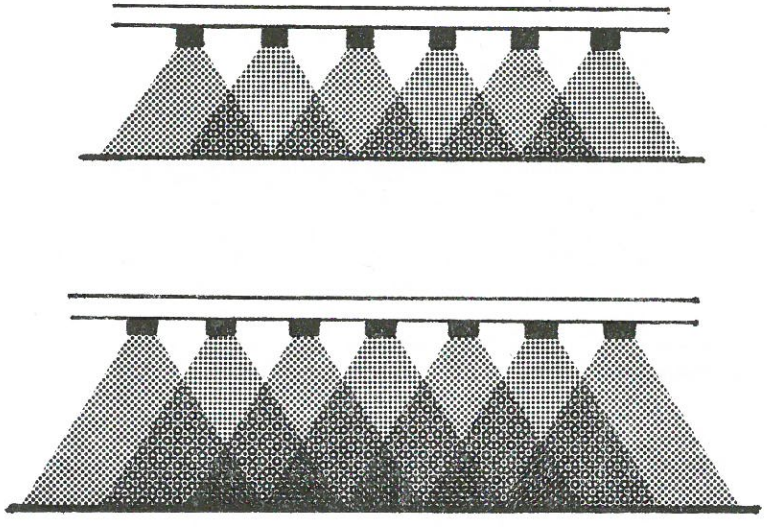


Fig. 6.6.

Los difusores de los tanques regadores deben estar a una altura tal que el ligante cubra uniformemente la superficie del pavimento.

— Las uniones transversales de trabajo es conveniente hacerlas usando una tira de papel (tipo Kraf), sobre la que el camión regador comienza y termina la extensión.

— La extensión uniforme del árido se debe conseguir usando un buen «repartidor de gravilla». El reparto uniforme y preciso es más importante en los riegos multicapa que en los monocapa. Siempre debe hacerse la extensión del árido inmediatamente después de la del ligante para que éste no se enfríe o «rompa».

— La compactación debe también comenzarse inmediatamente después de la extensión del árido, para que el ligante, según la razón antes expuesta, pueda terminar de adherirse convenientemente. Modernamente se prefieren los compactadores de neumáticos para iniciar la compactación, ya que no rompen las partículas y colaboran a la buena colocación de las mismas en la superficie.

La precisión y simultaneidad de las tres operaciones: distribución de ligante, cubrición de árido y compactación es el factor esencial para un buen resultado de un tratamiento superficial. Con frecuencia se observan en las obras grandes tramos en los que el ligante ya ha sido extendido y permanece sin cubrir durante mucho tiempo por el árido, ya que los tanques regadores suelen funcionar con mejores rendimientos y menos interrupciones que los distribuidores de árido. En zonas tales, es imposible el conseguir buenos resultados finales aun en épocas muy calurosas.

— La apertura al tráfico de la carretera tratada debe hacerse tomando la precaución especial de que los vehículos no circulen a velocidades altas, que determinarían sobre el tratamiento una pérdida excesiva de árido de cubrición, con el consiguiente deterioro de aquél, y que además, podrían ocasionar daños en los propios vehículos al salir despedidas con velocidad las gravillas del riego.

6.3.2. **Riegos multicapa**

— Aunque desde muchos puntos de vista los riegos multicapa pueden considerarse como el resultado de dos aplicaciones sencillas de ligante y de árido con una cierta relación en los tamaños de gravilla, entre cada aplicación sucesiva, realmente se trata de una aplicación con entidad propia, de tal modo que en la construcción deben hacerse los tratamientos sin interrupción, uno so-

bre otro, sin que pase ningún tipo de tráfico en un intervalo de tiempo.

— Se supone que cada tratamiento tiene un espesor equivalente al tamaño de la gravilla que se utiliza, al igual que sucede con los riegos monocapa.

— En la primera capa de un riego multicapa hay que exigir especialmente que el tamaño de la gravilla sea lo más uniforme posible, pudiendo ser algo más tolerante en la última capa. Con emulsiones se puede ser algo más tolerante en cuanto a granulometría.

En cualquier caso, en las capas inferiores la dotación de árido debe ser muy estricta y preferiblemente escasa a excesiva, ya que en caso contrario se producirían zonas pobres en ligante, que podrían deteriorar en forma de despegues localizados, pequeños baches, etc.

— El tamaño medio del árido de cada tratamiento se elige de forma que sea aproximadamente la mitad que el tamaño medio del árido de la capa precedente.

— La cantidad de ligante total se obtiene sumando las cantidades de ligante adecuado para cada uno de los tratamientos, suponiendo que fueran monocapa.

— La elección del ligante adecuado puede hacerse mediante consideraciones de tipo técnico o de tipo práctico.

En el primer caso, y siguiendo la regla dada al hablar de tratamientos monocapa, se podría elegir ligante más viscoso cuanto mayor fuera el tamaño del árido, esto es, en los riegos inferiores, y menos viscoso en los más superficiales. Este criterio presenta el inconveniente de tener que disponer de varios tipos de ligante para una misma obra; por ello resulta más práctico emplear un solo tipo de ligante para todo el tratamiento.

Con ligantes muy fluidos, tales como las emulsiones, y sobre todo en tiempo frío, es una solución muy aconsejable el recurrir a la técnica del riego inverso, que consiste esencialmente en variar las dotaciones del ligante de dos tratamientos consecutivos, de manera que la suma total sea constante y que el tratamiento superior se haga acumulando la parte de ligante que se le ha disminuido al tratamiento inferior.

Siguiendo el criterio últimamente anunciado, McLeod recomienda las distribuciones siguientes del ligante:

En un riego bicapa:

a) Durante el tiempo cálido, en la primera aplicación, el 60 por 100 del total del ligante y en la segunda aplicación el 40 por 100.

b) En tiempo frío, primera aplicación, 40 por 100 del ligante total y en la segunda el 60 por 100.

Para riegos triples:

a) Durante el tiempo cálido, primera aplicación, un 40 por 100 del ligante total, segunda aplicación el 40 por 100 y tercera aplicación el 20 por 100 del ligante total.

b) Para el tiempo frío, primera aplicación, el 30 por 100 del ligante, segunda aplicación el 40 por 100 y tercera el 30 por 100 del ligante total.

— Cada aplicación de ligante y árido correspondiente de cubrición se rige por las mismas reglas que las indicadas para los riegos monocapa. Asimismo la compactación se debe hacer sobre todo con compactadores de neumáticos e inmediatamente después de la aplicación del árido de cubrición. Algunos autores recomiendan en la compactación de los riegos inferiores el uso de dos pasadas de compactador de llanta metálica después de haber utilizado el compactador de neumáticos con objeto de dejar la superficie en mejores condiciones para recibir la siguiente aplicación de ligante.

— La realización consecutiva, sin abrir al tráfico normal, de los tratamientos sucesivos debe exigir el disponer de equipos dobles de riego, reparto de árido y compactación, o bien estudiar detenidamente la utilización de un mismo equipo en los dos tratamientos. En este caso se suele recomendar la marcha en sentido opuesto del equipo en las aplicaciones sucesivas, con objeto de no superponer los defectos y dispersiones propios de los mismos. Asimismo hay que tomar, en este último caso, precauciones sobre el tráfico, ya que, lógicamente, los tramos regados permanecen cerrados por espacios de tiempo relativamente prolongados.

6.4. RIEGOS PROFUNDOS

Antes de emplearse las mezclas bituminosas en carreteras el único sistema para disponer de capas espesas, tratadas con ligantes bi-

tuminosos, era el conseguir que un ligante bituminoso frío o caliente (según su viscosidad) penetrase entre los huecos de la capa granular (de macadam normalmente), «mojando y envolviendo» las partículas del árido en el espesor que se hubiera previsto. Esta técnica está hoy día en clara recesión debido a lo «artesanal» del sistema, a la poca seguridad de conseguir un reparto uniforme del ligante y a la escasa impermeabilidad y resistencia inicial que se alcanza con las capas tratadas de esta forma.

Con el sistema de riego, que damos en llamar profundo o de penetración, se consiguen las capas llamadas de «bases tratadas por penetración», o bien de «macadam asfáltico por penetración». Una degeneración muy poco aconsejable de estos sistemas, que consiste esencialmente en reducir la cantidad de ligante, es la llamada técnica de las semipenetraciones, no admitida oficialmente por la Dirección General de Carreteras, pero bastante utilizada en la práctica.

Aunque estos tratamientos no pueden considerarse en buena lógica como superficiales, sin embargo se han incluido en este capítulo por realizarse con la técnica de riego.

6.4.1. **Riegos de penetración**

Se admiten dos modos operatorios distintos, según que el ligante utilizado sea betún de penetración o betún fluidificado viscoso del tipo RC-4 ó RC-5 (ligantes viscosos), o bien que sea más fluido, tipo emulsión bituminosa o betún fluidificado menos viscoso (ligantes fluidificados).

Con los ligantes viscosos la técnica, aconsejada por la experiencia, consiste en la realización de las etapas siguientes:

a) Preparación de la capa inferior, bien sea del tipo granular con los requisitos de base o sub-base, o bien sea el terreno natural. En el primer caso se recebará o impermeabilizará convenientemente la superficie bien compactada. En el segundo caso será interesante estudiar la colocación sobre la explanada de una capa anticontaminante de características ya descritas.

b) Extensión y compactación de una capa de árido grueso de características adecuadas de acuerdo con el espesor previsto (véase anejo) y empleado según la técnica usual descrita en el capítulo dedicado a las bases de macadam.

c) Primera aplicación de ligante con la dotación precisa para que penetre en todo el espesor de la capa.

d) Extensión y compactación inmediata de árido fino de características fijas.

e) Aplicación de un riego bituminoso con gravilla (o riego doble o triple), como tratamiento superficial. Cuando la capa de macadam tratada por penetración lleve encima otra capa bituminosa de mezcla, en lugar del tratamiento superficial, se utilizará un riego de adherencia antes de proceder a la extensión de la capa.

Con los ligantes fluidos la técnica, que suele emplearse, difiere de la anterior y consta de las etapas que a continuación se enuncian y que tienen por objeto evitar la excesiva penetración del ligante hacia el fondo de la capa de macadam:

a) Preparación de la superficie existente, tal como se ha indicado anteriormente.

b) Extensión y compactación del árido grueso.

c) Primera aplicación de ligante con el 50 ó 60 por 100, aproximadamente, del total indicado en la tabla III.

d) Extensión y compactación del árido fino.

e) Segunda aplicación de ligante, compactando todo el conjunto (es útil extender una pequeña dotación de árido en la superficie para evitar que los rodillos se adhieran a la piedra).

Igual que en el caso de los ligantes viscosos, puede emplearse sobre la capa de macadam por penetración un tratamiento superficial, si bien hay que tener en cuenta que con los ligantes fluidos la superficie queda relativamente más «impermeable y terminada», por lo que muchas veces se utiliza directamente para carreteras de tráfico ligero.

Como se puede apreciar, según se indicó inicialmente, todo el procedimiento de los riegos de penetración está lleno de empirismo y artesanía. Los costes además son elevados por el escaso rendimiento de empleo y la gran cantidad de ligante utilizado. La compactación enérgica es esencial para conseguir la mayor impermeabilidad y estabilidad de la capa, aunque a veces esta compactación enérgica se traduce en una rotura del árido, cosa siempre poco deseable.

6.4.2. **Riegos de semipenetración**

Son esencialmente semejantes a los anteriores, si bien, al reducir la dotación de ligante, la penetración del mismo es escasa e irregular. La calidad y homogeneidad conseguida con este tipo de tratamiento ante la acción del tráfico pesado es francamente inadecuado, sobre todo, en la primera etapa de apertura al tráfico y en climas húmedos. Pese a todo lo anterior, los riegos de semipenetración se siguen usando, aunque hay que esperar su paulatina desaparición.

6.5. CONSERVACION CON RIEGOS

Las operaciones de conservación más usuales son las de bacheos, reperfilados, corrección de zonas deslizantes, tratamientos de sellado en zonas permeables, etc. Aunque estas operaciones tienden cada vez más a hacerse con mezclas bituminosas (en frío generalmente), todavía se emplean con profusión las capas sucesivas de riegos con ligantes y áridos de cubrición (figs. 6.7 y 6.8).

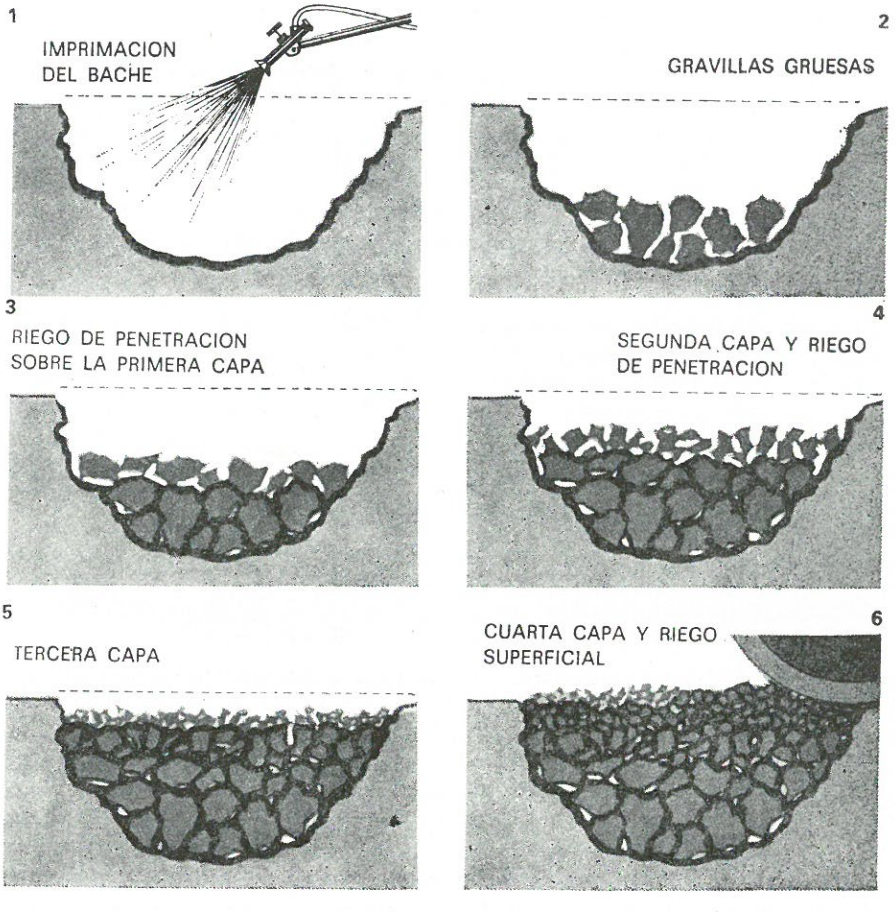


Fig. 6.7. (*)

Reparación mediante riegos sucesivos de un bache profundo.

(*) Tomado del libro «Les emulsions de bitume».

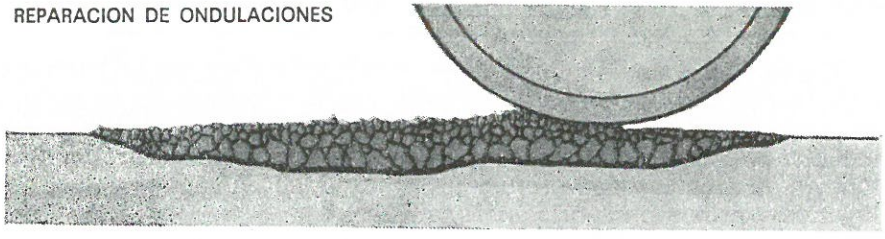


Fig. 6.3. (*)

La técnica usual se basa en los siguientes principios:

a) Extensión sucesiva de capas de áridos, cada una con partículas de dimensiones inferiores a la de la capa precedente. Elección del tamaño máximo del árido según la profundidad del bache u ondulación a corregir.

b) Riegos con ligantes bituminosos fluidos (generalmente) empleando técnicas análogas a las indicadas para los riegos de penetración.

c) Compactación por capas de todo el conjunto. Como es lógico, se trata de una técnica de conservación en la que la experiencia y pericia del personal juega un papel esencial, ya que se trata de un trabajo muy poco mecanizado y de escaso rendimiento.

6.6. MAQUINARIA PARA EL EMPLEO DE RIEGOS

Los riegos pueden hacerse manual o mecánicamente. El primer caso debe quedar reducido en la actualidad a obras de pequeña importancia, operaciones de bacheo en conservación, etc.

Para los riegos manuales se utilizan calderas de pequeña capacidad (500 a 1.000 litros), remolcables o autopropulsadas, que constan de un depósito para ligante calentado mediante hogares tubulares por un pequeño quemador de fuel o petróleo (antiguamente hogares para leña o carbón), un grupo moto-bomba que sirve para hacer circular el ligante mientras se calienta y para proporcionarle la presión necesaria para su pulverización, y una «caña» con un pulverizador o difusor de ligante en un extremo. El operario o «regador» sostiene la caña por dos asas y de su pericia y experiencia depende en gran parte el buen resultado del tratamiento.

(*) Tomado del libro «Les emulsions de bitume».

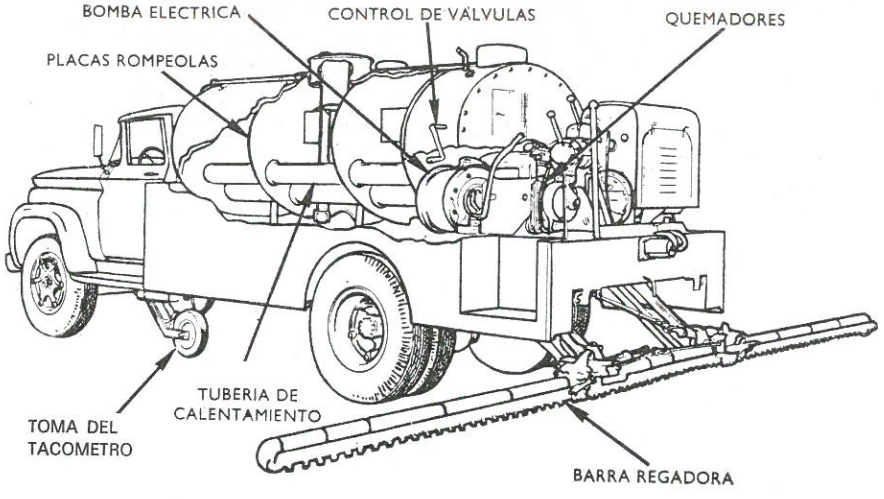


Fig. 6.9.

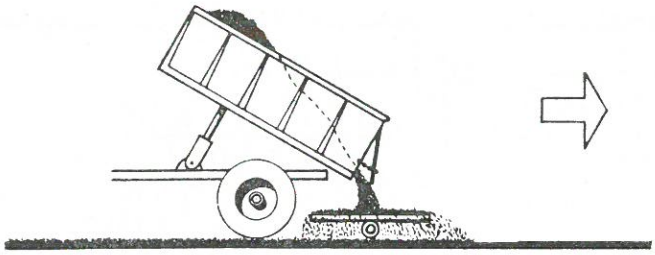
Cisterna-regadora para ligantes bituminosos («Manual del Asfalto»).

Los tanques regadores (Fig. 6.9) van generalmente sobre un camión. El calentamiento se hace con un quemador aplicado a un hogar tubular. Un grupo moto-bomba sirve para reciclar y dar presión al ligante. El riego se efectúa mediante un conjunto de difusores, situados en una barra regadora o «rampa», de forma que en la marcha del camión se va extendiendo el ligante en una banda igual de anchura a la longitud de la barra (de 3 a 7 m.). El camión va provisto de un tacómetro, para medir su velocidad, y la bomba del ligante de un manómetro y un tacómetro, mediante unos cuadros de manejo sencillo, el operador puede relacionar la velocidad del vehículo y el caudal de la bomba, con la dotación de ligante por unidad de superficie.

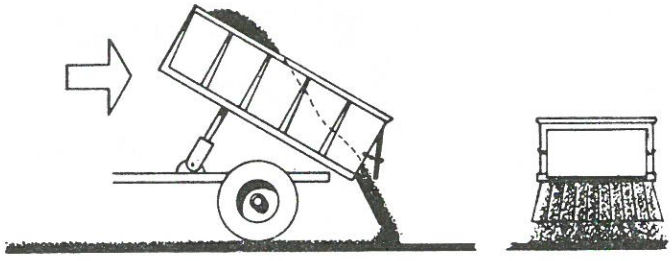
El árido se extiende manualmente en las obras de pequeña importancia, cribando manualmente al mismo tiempo en muchos casos, mediante el uso de cedazos individuales. En las obras más importantes se emplean extendedoras mecánicas. Estas pueden ser de varios tipos (Fig. 6.10), y suelen ser las máquinas que originan más problemas en obra; muchas veces, no sólo por ellas mismas, sino por irregularidades en las granulometrías del árido, heterogeneidad en los tipos de camiones, etc.

6.7. LECHADAS BITUMINOSAS

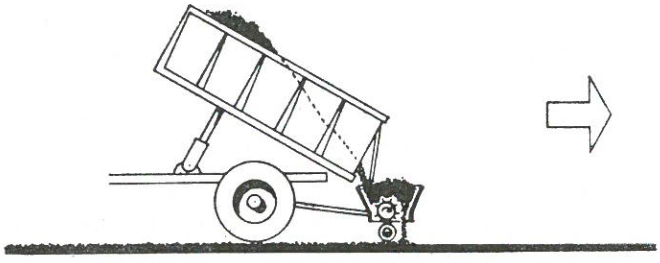
Se llama lechada bituminosa a la mezcla de un árido de pequeña dimensión máxima y granulometría precisa, con una emulsión bitumi-



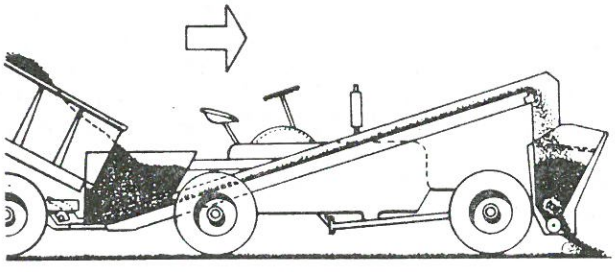
a) Extendedora centrífuga.



b) Extendedora de compuerta.



c) Extendedora con tolva (sobre ruedas).



d) Extendedora autopropulsada.

Fig. 6.10.

Extendedoras de gravilla («Manual del Asfalto»).

nosa y ocasionalmente agua en cantidad precisa para alcanzar una consistencia deseada para su puesta en obra (*). La lechada, una vez extendida en espesores relativamente pequeños, perderá el agua que contiene mediante procesos complejos de rotura de la emulsión y de evaporación, hasta llegar a adquirir la consistencia final de un mortero bituminoso.

Las lechadas bituminosas se denominan aniónicas o catiónicas, según el tipo de emulsión que contengan como ligante.

Aparte de la emulsión bituminosa puede utilizarse agentes tensoactivos o de adhesividad, que, incorporados al árido o al ligante, retrasen o anticipen el tiempo de rotura, actuando, por tanto, como «reguladores de rotura». El hecho de que la emulsión esté rota no significa que pueda abrirse al tráfico la obra.

Con el uso de las lechadas bituminosas se pueden perseguir varios objetivos, entre los cuales señalaremos como más importantes los siguientes:

a) Conseguir una capa bituminosa regular, de textura uniforme, áspera y segura, para evitar deslizamiento de los vehículos.

b) Impermeabilizar superficies permeables de rodadura.

c) Conseguir efectos estéticos con capas de color uniforme, en las que se puedan fácilmente pintar marcas viales, etc.

Las emulsiones aniónicas normales prescritas son las del tipo EAM-1 y EAL-1, aunque en ocasiones se pueden tener resultados satisfactorios con otros tipos. Las emulsiones catiónicas incluidas en normas son las ECL-1, únicas dentro de las normalizadas que pueden en teoría ser mezcladas con finos.

Aparte de las lechadas bituminosas almacenables en bidones, forma usual de ser comercializadas, y que suelen fabricarse en una instalación central y estar constituidas por un árido análogo al descrito en el capítulo de materiales y una emulsión aniónica de rotura lenta (EAL-1), tienen importancia creciente los tratamientos de lechadas efectuados mecánicamente en vías importantes. Las máquinas usuales son al tiempo mezcladoras y extendedoras (Fig. 6.11). Aunque todas las dosificaciones se hacen en volumen, de forma con-

(*) En ocasiones se han empleado ligantes bituminosos, dispersados directamente en una «papilla» de agua y árido, en lugar de ligantes emulsionados. Esta técnica está, hoy día, en desuso.

tinua, con personal suficientemente especializado, se puede llegar a resultados muy satisfactorios en cuanto a regularidad de mezclado se refiere.

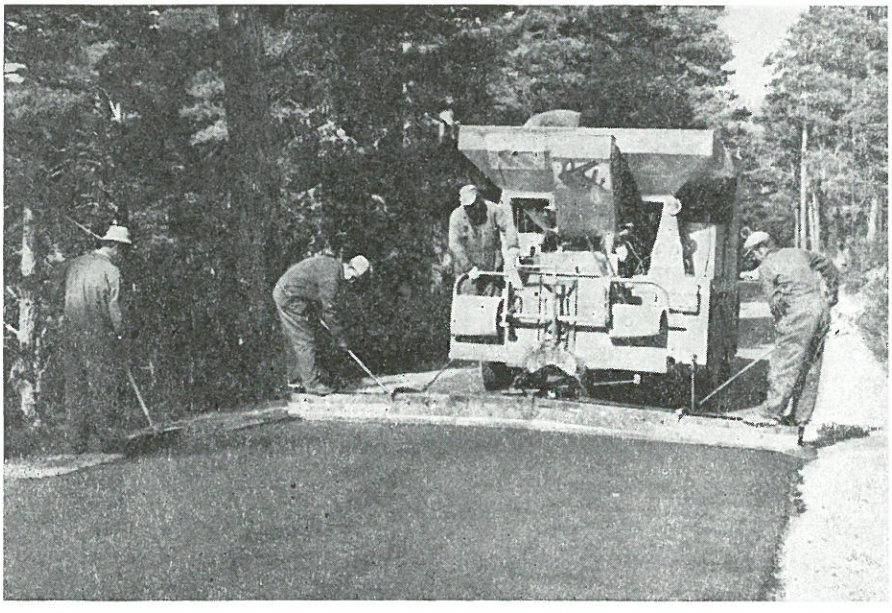


Fig. 6.11.

Máquina mezcladora-extendedora de lechada bituminosa.

Las máquinas están dotadas de una rampa para riego de agua previo, especialmente útil cuando la superficie a tratar está muy caliente o ligeramente polvorienta.

La mezcla se hace en una mezcladora helicoidal continua y se vierte en una caja repartidora, con una maestra de goma que deja terminada la extensión sobre el pavimento.

ANEJO

METODOS NORMALIZADOS PARA DOSIFICACION Y PROYECTO DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

TABLA I

RECOMENDACIONES PARA RIEGOS BICAPA (D. G. C.)

GRAVILLA 1.er RIEGO		GRAVILLA 2.º RIEGO	
Tamaño en mm.	Dotación l/m² (*)	Tamaño en mm.	Dotación l/m² (*)
5-10	7	3- 5	5
7-13	9	5-10	8
13-19	14	7-13	10
19-25	22	13-19	15

Método de dosificación de riegos de la casa Shell

La media dimensión menor se determina a partir del índice de lajosidad y el tamaño medio de la gravilla en el ábaco de la figura 6.12. El tráfico caracterizado por su I. M. D. se hace intervenir también en el método de dosificación de la manera siguiente:

Tráfico	I. M. D.	Constante
Muy ligero	0-100	+ 3
Ligero	100-500	+ 1
Medio	500-1000	0
Medio pesado	1000-3000	— 1
Pesado	3000-6000	— 3
Muy pesado	> 6000	— 5

(*) Se entiende la dotación de betún puro. Si se emplean otros ligantes deberá hacerse la corrección oportuna sobre la dotación de los mismos.

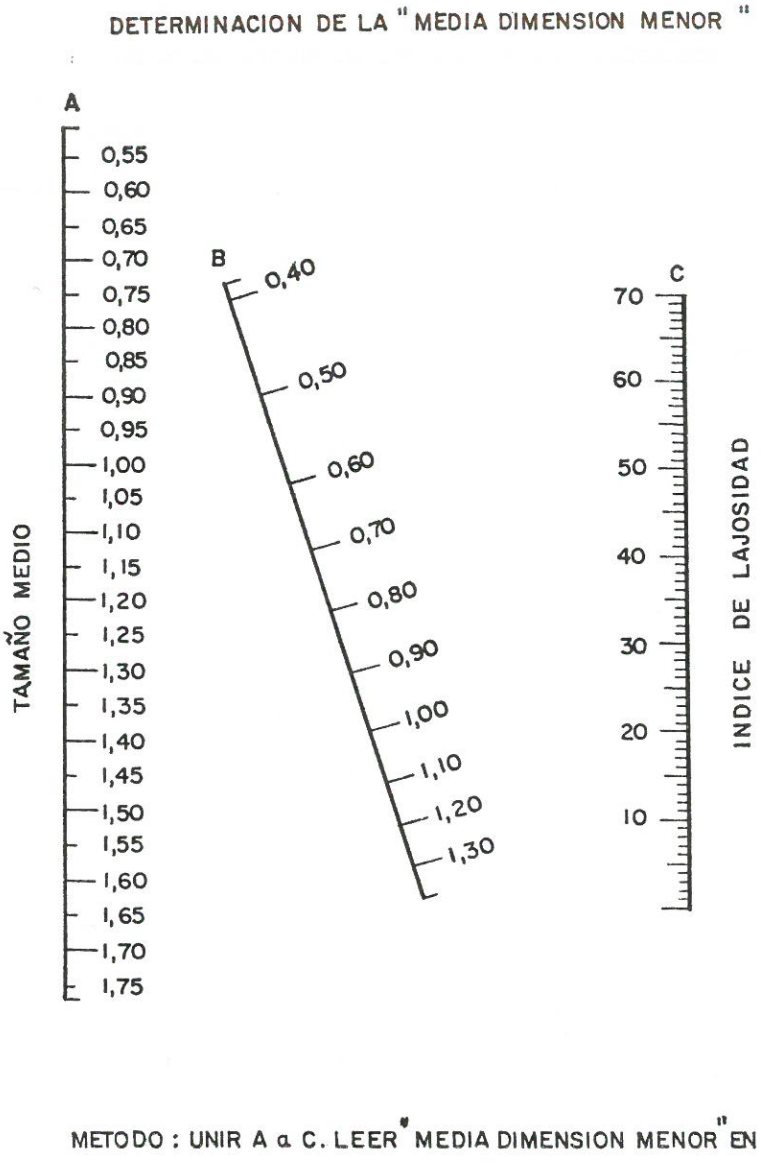


Fig. 6.12.

El estado de la superficie existente interviene según una constante obtenida de la tabla siguiente:

Superficie existente	Constante
Base sin tratar	+ 6
Base bituminosa muy pobre	+ 4
Base bituminosa pobre	0
Superficie bituminosa normal	— 1
Superficie bituminosa muy rica	— 3
Tipo de gravillas	
Redondas o polvorientas	+ 2
Cúbicas	0
Preenvueltas	— 2

El clima de las zonas interviene de la siguiente manera:

Condiciones climatológicas	Constante
Norteuropea (húmedas y frías)	+ 2
Tropical (húmedas y calientes)	+ 1
Templada	0
Semi-árida (seca y caliente)	— 1
Arida (muy seca y muy caliente)	— 2

La constante relativa a cada caso se suma aritméticamente al objeto de conseguir un factor general representativo a las condiciones típicas de cada riego.

La media dimensión menor de las gravillas, junto con el factor característico obtenido, según el método indicado anteriormente, sirve en el ábaco de la figura 6.13 para determinar la dosificación correcta de ligante y la cantidad apropiada de árido. La utilización del nomograma se hace de la siguiente manera:

Para una media dimensión dada (por ejemplo, 12), hallamos la intersección con la línea A-B (12 lts/m^2 ó 16 Kgs/m^2), para determinar la dotación de gravilla por m^2. Para determinar la dotación de ligante bituminoso, la misma horizontal correspondiente a la media dimensión menor determinada hasta la intersección con la línea correspondiente al factor atribuido, detallando en la escala inferior la dotación de ligante correspondiente.

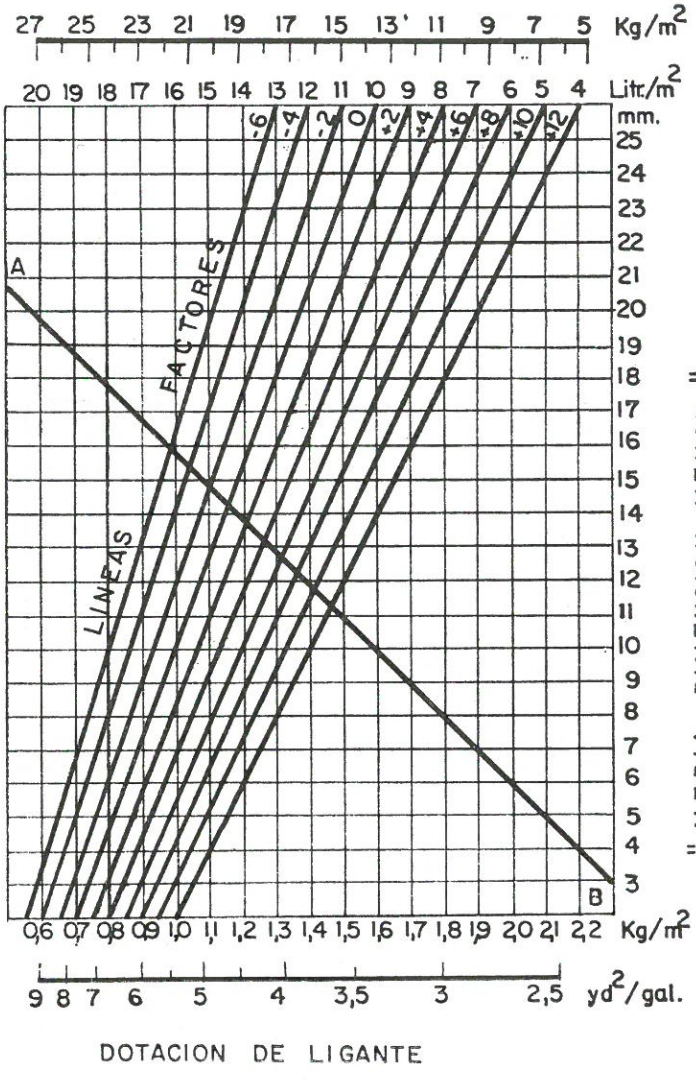

ARIDO DE CUBRICION
27 25 23 21 19 17 15 13' 11 9 7 5 Kg/m2
20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 Litr./m2
mm.
25 24 23 22 21 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3
-6 -4 -2 0 +2 +4 +6 +8 +10 +12
FACTORES
LINEAS
A
B
= MEDIA DIMENSION MENOR =
0,6 0,7 0,8 0,9 1,0 1,1 1,2 1,3 1,4 1,5 1,6 1,7 1,8 1,9 2,0 2,1 2,2 Kg/m2
9 8 7 6 5 4 3,5 3 2,5 yd2/gal.
DOTACION DE LIGANTE

Fig. 6.13.

TABLA II

RECOMENDACIONES PARA LA DOSIFICACION Y PROYECTO DE LAS BASES DE MACADAM TRATADAS POR PENETRACION EMPLEANDO LIGANTES VISCOSOS (INSTITUTO DEL ASFALTO)

Espesor de la capa	9 - 10 cm.		6,5 - 7,5 cm.		5 - 6,5 cm.		4,5 cm.	
Aplicación	1.ª	2.ª	1.ª	2.ª	1.ª	2.ª	1.ª	2.ª
Kg. de áridos/m²	190-217	19-27	136-163	12-22	109-136	11-19	81-109	8-14
Cantidad de ligante útil (l/m²)	7,9 - 10,0		5,6 - 7,9		4,5 - 6,8		3,35 - 5,4	
Tamaño del tamiz	% que pasa		Granulometría de los áridos					
3	100		100					
2 ½	90-100		90-100		100			
2	35- 70		35- 70		95-100		100	
1 ½	0- 15		0- 15		35- 70		90-100	
1		100		100	0- 15	100	20- 55	
3/4	0- 5	90-100	0- 5	90-100		90-100	0- 15	100
1/2					0- 5			90-100
3/8		20- 55		20- 55		20- 55	0- 5	40- 75
N.º 4		0- 10		0- 10		0- 10		5- 25
N.º 8		0- 5		0- 5		0- 5		0- 10
N.º 16								0- 5

TABLA III

RECOMENDACIONES PARA LA DOSIFICACION Y PROYECTO DE LAS BASES DE MACADAM TRATADAS POR PENETRACION EMPLEANDO LIGANTES FLUIDOS (EMULSIONES Y CUT-BACKS LIGEROS) (INSTITUTO DEL ASFALTO)

Espesor de capa		10 cm.	9 cm.	7,5 cm.	6,5 cm.	5 cm.	4 cm.
Kg. de áridos por m^2	1.ª aplicación	195	171	146	123	98	73
	2.ª aplicación	16	16	16	16	16	16
Cantidad de betún (l/m^2)	1.ª aplicación	6,8 - 8,1	4,5 - 6,8	4,5 - 5,4	4,1 - 5,0	3,2 - 4,1	2,7 - 3,6
	2.ª aplicación	5,4 - 6,8	5,4 - 6,8	5,4 - 6,8	3,2 - 4,5	3,6 - 4,5	1,8 - 2,4
Cantidad total de betún (l/m^2)		12,2 - 14,9	9,9 - 13,6	9,9 - 12,2	7,3 - 9,5	6,8 - 8,6	4,5 - 6,0
Tamiz		Granulometría de los áridos					
3		100					
2 ½		75 - 95	100				
2		60 - 80	70 - 90	100			
1 ½		40 - 65	50 - 70	65 - 85	100	100	
1		20 - 40	25 - 45	35 - 55	55 - 75	55 - 75	100
3/4		10 - 30	15 - 35	15 - 35	35 - 55	33 - 53	60 - 80
1/2		0 - 15	0 - 15	0 - 15	10 - 30	10 - 30	20 - 40
3/8					0 - 15	0 - 15	
N.º 4		0 - 5	0 - 5	0 - 5			0 - 10
N.º 8					0 - 5	0 - 5	
N.º 16							0 - 5

Observación: El árido fino de cubrición, en todos los casos, debe ser de unos 15 kg. de gravilla 5/12.

TABLA IV

LAS GRANULOMETRIAS DE ARIDOS PARA LECHADAS BITUMINOSAS

Tamiz	1 Capa fina	2 Capa normal	3 Tratamiento superficial	4 Tratamiento superficial grueso
	% que pasa	% que pasa	% que pasa	% que pasa
1/2	100	100	100	100
3/8	100	100	100	85 - 100
N.º 4	100	85 - 100	70 - 90	60 - 87
N.º 8	100	65 - 90	45 - 70	40 - 60
N.º 16	65 - 90	45 - 70	28 - 50	28 - 45
N.º 30	40 - 60	30 - 50	19 - 34	19 - 34
N.º 50	25 - 42	18 - 30	12 - 25	14 - 25
N.º 100	15 - 30	10 - 21	7 - 18	8 - 17
N.º 200	10 - 20	5 - 15	5 - 15	4 - 8
Contenido teórico de betún (%) sobre árido seco	10 - 16	7,5 - 13,5	6,5 - 12	5,5 - 7,5

BIBLIOGRAFIA

1. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS: «Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para las Obras de Carreteras y Puentes». Madrid (1965).
2. ESCARIO, J. L.: «Caminos». Tomo II (1964).
3. FANLO, J.: «Tratamientos superficiales con emulsión». «Alemas», número 49 (1970).
4. HATHERLY Y LEAVER: «Asphaltic Road Materials». Londres (1967).
5. INSTITUTO DEL ASFALTO: «Manual del Asfalto».
6. MAC LEOD: «A general method of design for seal coats and surface treatments». Proceedings of A. A. P. T.
7. PROBISA: «Las lechadas bituminosas en carreteras». Boletín Informativo número 21 (1971).
8. PROBISA: «Tratamientos superficiales con riego». Boletín Informativo número 23 (1972).
9. ROAD RESEARCH LABORATORY: «Materiales bituminosos en la construcción de carreteras». Ministerio de Obras Públicas (1965).
10. SHELL: «Surface dressing». Londres (1963).

VII MEZCLAS BITUMINOSAS

7.1. ASPECTOS GENERALES

Vamos a denominar «mezclas bituminosas» a aquellas que están constituidas por un ligante que en película continua envuelve todas las partículas minerales de un árido, con granulometría cualquiera. Dentro de esta definición entran los **mástic** bituminosos, constituidos esencialmente por filler y betún, aunque también puedan contener partículas gruesas que no forman «esqueleto» mineral al no estar en contacto entre sí; los **morteros** constituidos por un «esqueleto» mineral de arena, un mástic y «huecos»; los **aglomerados** formados por un esqueleto mineral de árido grueso, un mortero y los huecos correspondientes; los **macadam** bituminosos o mezclas abiertas, formadas esencialmente por árido grueso, con escaso contenido en mortero y consecuentemente muchos huecos; e incluso las **lechadas** bituminosas, que son morteros puestos en obra por vía acuosa.

La Dirección General de Carreteras define por su parte una mezcla bituminosa a «la íntima combinación» de árido y un ligante bituminoso, de manera que todas y cada una de las partículas del árido queden recubiertas por una película de ligante de una forma homogénea. En el conjunto, después de compactado, los áridos forman un esqueleto resistente; y la película de ligante que queda entre las partículas mantiene a éstas unidas y da cohesión a la mezcla.

Con la anterior definición quedan excluidos los mástic bituminosos, mezclas dentro de las cuales figuran, por ejemplo, los «asfaltos fundidos», ampliamente usados para pavimentos en numerosos países.
Internacionalmente existe también una terminología confusa, de forma que palabras análogas se suelen utilizar para distinguir mezclas diferentes.

Cada tipo de mezcla, indicado anteriormente, tiene un comportamiento diferente en carretera en cuanto a durabilidad y resistencia. Ese comportamiento está condicionado por la propia estructura y composición de la mezcla, por el tipo de solicitaciones exteriores y

por otros factores importantes, tales como la humedad y, especialmente la temperatura. Aunque se están estudiando intensamente los problemas relacionados con la reología de las mezclas bituminosas, su comportamiento no es todavía suficientemente conocido y los caminos de investigación, tanto empíricos como físico-matemáticos, no han llegado a dar una caracterización suficiente, como para que en los cálculos estructurales de firmes se valore certeramente el papel de las capas formadas por mezclas bituminosas.

7.2. TIPOS DE MEZCLAS BITUMINOSAS

La primera clasificación tradicional de las mezclas bituminosas es la de «mezclas bituminosas en frío» y «mezclas bituminosas en caliente».

Se define como **mezcla bituminosa en frío,** la combinación de árido y un ligante bituminoso, que pudiendo hacerse con el ligante frío o caliente, y los áridos la mayor parte de las veces fríos (aunque no siempre), puede manejarse, extenderse y compactarse a la temperatura ambiente. En muchos casos estas mezclas son almacenables.

Se define como **mezcla bituminosa en caliente,** la combinación de áridos y un ligante bituminoso, para realizar la cual se precisa calentar previamente los áridos y el ligante, y además, de manera esencial, se maneja, extiende y compacta a temperatura netamente superior a la del ambiente.

La segunda clasifcación tradicional se hace atendiendo a los huecos que contiene la mezcla, una vez compactada.

Como se sabe, en las mezclas existe un componente, el aire, que ocupa los huecos entre los áridos que no se han rellenado con el ligante. Las mezclas que compactadas tienen un contenido grande en huecos, se llaman abiertas; y aquellas en que dicho contenido es pequeño, cerradas. En la terminología habitual son **mezclas cerradas** aquellas que tienen menos del 6 por 100 de huecos (si son del tipo aglomerado, los huecos suelen acotarse del 3 al 6 por 100); **semicerradas,** las que tienen el 6 y 12 por 100 de huecos, y **abiertas,** mayor proporción del 12 por 100.

Otra clasificación de la que ya se ha tratado en la introducción, se hace atendiendo a la estructura interna de la mezcla. Así se puede establecer una distinción importante entre **mezclas con esqueleto mineral** (que llamaremos tipo aglomerado) y **mezclas sin esqueleto mineral,** tipo asfalto fundido y mástic bituminoso. Como se ha dicho en estas últimas, existe una masa continua formada por filler y betún, bien de origen natural, procedente, por ejemplo, de la trituración de la roca asfáltica, o bien fabricada a partir de un ligante y polvo mineral. Las partículas minerales de mayor tamaño, si existen, no

están lo suficientemente próximas como para constituir esqueleto mineral continuo.

Dentro de las mezclas con esqueleto mineral o de tipo «aglomerado» existen ciertas diferencias entre las que tienen una **granulometría continua,** que se aproxima más o menos, según los casos, a las clásicas curvas de Fuller, Bolomey, etc., y aquellas que por una serie de razones, que luego se indicarán, tienen una **granulometría discontinua.**

7.2.1. Mástic bituminoso y asfalto fundido

En estas mezclas la resistencia a la deformación se basa sobre todo en la llamada «viscosidad de masa» del conjunto filler-betún a la temperatura ambiente. A temperaturas suficientemente elevadas la mezcla llega a fluir con toda facilidad, por lo que se la puede manejar con llana, «maestrear», verter por canaletas, etc. (Fig. 7.1.) Por

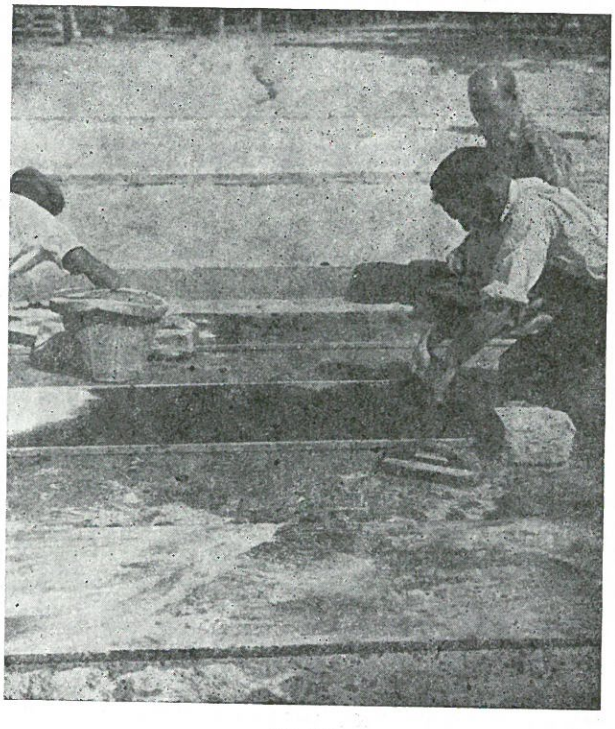


Fig. 7.1.

Extensión manual de «asfalto fundido».

el alto contenido en filler y en betún los mástic bituminosos carecen de huecos prácticamente.

El mástic puede fabricarse triturando finamente y calentando la roca asfáltica caliza. En estos casos se exige que tenga un contenido muy alto en carbonato cálcico, y que la granulometría obtenida cumpla ciertos requisitos, en particular en cuanto a la cantidad de árido que pasa por el tamiz 200 (superior al 15 por 100, según las normas B. S., por ejemplo), y en cuanto al tamaño máximo (menor de 2,5 mm.). Si la riqueza en ligante de la roca no es suficiente, se debe añadir una cierta proporción de betún duro de penetración (en algunos casos, betún natural o betún oxidado).

El segundo procedimiento para obtener un mástic bituminoso, y el más empleado en la actualidad, consiste en utilizar árido fino de machaqueo suficientemente rico en filler y de naturaleza calcárea (debido a la buena afinidad de este árido con el ligante) y betún de penetración (tipo 20/30 ó 30/40 ó incluso betunes oxidados).

En los dos casos anteriores es necesario un calentamiento prolongado a altas temperaturas (220°-200°), simultáneamente a un proceso de amasado para obtener la mezcla íntima y uniforme. En algunos usos especiales, y como consecuencia del avance en la técnica de las emulsiones de rotura lenta, se han fabricado mástic en frío, solubles en agua y almacenables durante largo tiempo.

En las mezclas tipo mástic las proporciones de filler, de betún y de arena se determinan para que la mezcla tenga una consistencia definida por medio de una resistencia a la indentación (ensayo del número de dureza), generalmente determinada en unas condiciones fijas de carga, temperatura y tiempo de duración del ensayo. Para conseguir esta consistencia es importante estudiar la dureza del betún, la naturaleza y actividad del filler y la relación filler-betún. Es interesante recordar en este aspecto todo lo indicado en el capítulo de áridos, sobre la actividad de los fílleres y sus propiedades hidrofílicas en relación con la calidad final de los mástic filler-betún. En este capítulo se incluyen algunos ensayos normalizados, tales como los de densidad aparente en benceno, finura, etc., que directa o indirectamente caracterizan la idoneidad de los fílleres.

A los mástic de árido fino y betún se añade, para muchos usos de carretera, cierta cantidad de árido grueso sin formar esqueleto mineral (gravilla de 9 ó 12 mm.), que tiene por misión abaratar la mezcla, más que colaborar en su resistencia. Esta mezcla se denomina «asfalto fundido».

En algunos tipos de asfaltos fundidos «ricos en árido grueso» el papel del mismo ya no es el de un simple «elemento de relleno», llegando a formar parcialmente un esqueleto mineral. De esta forma,

han nacido algunas fórmulas muy conocidas de asfaltos fundidos, como las alemanas, que pueden fabricarse en planta asfáltica normal (*) o algunas inglesas, tipo «Mástic Asphalt».

La fabricación en general de estos asfaltos fundidos tiene que hacerse en hornos mezcladores, en los que durante varias horas se mezclan íntimamente los áridos y el ligante. Se transportan también a obra, en calderas móviles especiales, que mantienen la agitación y la temperatura. En obra se vierten como una masa fluida y se extiende manualmente con llana, paleta o rastra o por medios mecánicos. En muchos países se incrustan gravillas duras en la superficie para conseguir texturas muy rugosas.

7.2.2. **Aglomerados bituminosos**

A) **Propiedades generales:** Las mezclas tipo aglomerado, se basan en un principio opuesto al de las anteriores: el de rellenar los huecos que el esqueleto mineral de los áridos gruesos deja libre con betún, filler y arena, quedando siempre una cierta proporción de huecos sin rellenar. La función de los huecos es importante, ya que se asegura que aun a altas temperaturas, en las que el mástic filler-betún aumenta de volumen, quede asegurado un rozamiento interno suficiente del esqueleto mineral.

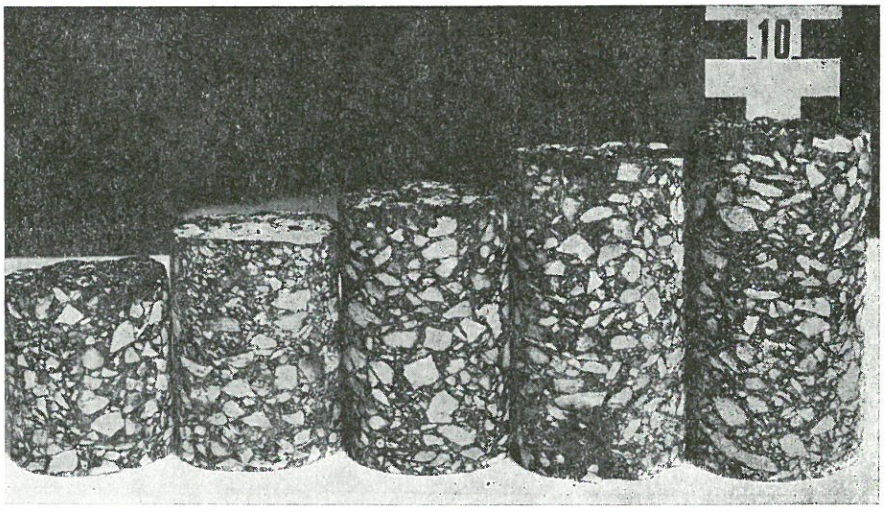


Fig. 7.2.

Testigos obtenidos con sonda de aglomerado asfáltico de distintos espesores.

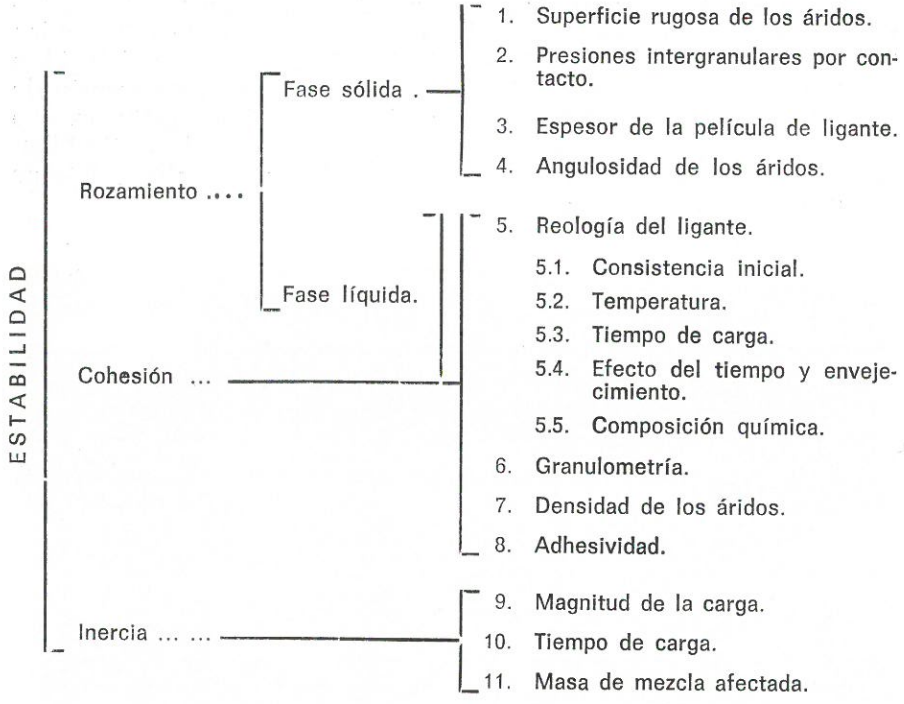
(*) Es muy conocida la llamada fórmula de Berlín.

La resistencia a la deformación de estas mezclas es compleja y depende fundamentalmente del rozamiento interno de los áridos y de la cohesión del mortero arena-filler-betún. Hveem y Vallerga han propuesto el esquema siguiente para explicar los factores que intervienen en la «estabilidad» o resistencia a la deformación de un aglomerado bituminoso.

TABLA I

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

(Según Hveem y Vallerga)



Aparte de la «estabilidad» en las mezclas bituminosas, se buscan otra serie de características, tales como la durabilidad, flexibilidad, resistencia a la fatiga, inalterabilidad ante el agua, etc. Finn ha resumido en el siguiente cuadro las tendencias a seguir al elegir los materiales, según se busquen unas y otras propiedades.

TABLA II

CARACTERISTICAS DESEABLES PARA OPTIMIZAR LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

(Según F. N. Finn)

Propiedades de la mezcla	Contenido de ligante	Granulometría de los áridos	Grado de compactación
Estabilidad	Bajo	Cerrada	Alto
Durabilidad	Alto	Cerrada	Alto
Flexibilidad	Alto	Abierta	—
Resistencia a la fatiga	Alto	Cerrada	Alto
Resistencia al deslizamiento	Bajo	Cerrada o abierta	Alto
Impermeabilidad	Alto	Cerrada	Alto
Resistencia a la rotura	Alto	Cerrada	Alto

En este cuadro se echa de menos algunas consideraciones sobre la importancia de la relación filler/betún en la rigidez de la mezcla, tal como se ha indicado al tratar de los mástic bituminosos. De todas formas, al tratar de la reología de las mezclas bituminosas se ampliarán los aspectos anteriores.

Dentro de los aglomerados bituminosos se establecen diferencias entre los que tienen una granulometría sensiblemente continua y los que no la tienen. Dentro de los primeros hay que destacar los ocho tipos del Instituto del Asfalto, adoptados en España por la Dirección General de Carreteras (véase anejo).

Corresponden las mezclas del Instituto del Asfalto a unos husos, dentro de los que debe encajarse la granulometría buscada, que son los más económicos por su semejanza con las curvas de máxima compacidad; pero en algunos casos (en los cerrados sobre todo) también son los más críticos respecto a deformabilidad ante pequeños errores de composición. Viene siendo normal en España usar mezclas tipo II y III para capas intermedias, y III, IV y V para capas de rodadura. Las mezclas VI, VII y VIII corresponden a husos menos generalizados.

Como regla habitual se ha indicado la conveniencia de usar mezclas tipo II en capas de base; tipo III, en capas intermedias, y IV, en capas de rodadura. Ultimamente, el Instituto del Asfalto ha emprendido una campaña para promocionar el empleo de firmes «totalmente asfálticos» (Full-Depth), en los que en todo su espesor la mezcla es del mismo tipo (III ó IV), relativamente cerrada. Esta técnica se

facilita porque con la maquinaria moderna es posible extender y compactar capas de grandes espesores.

En algunos países de Europa se ha preferido mezclas menos continuas que las del Instituto del Asfalto, estando compuestas esencialmente de mortero de arena-filler y betún y de un árido grueso de tamaño más uniforme. Se trata con ello de asegurar un buen rozamiento interno y cohesión, más que la mayor economía para una compacidad dada, como en las del Instituto del Asfalto. Aquellas mezclas parecen presentar ventajas adicionales también desde el punto de vista de textura superficial y resistencia al deslizamiento (en el anejo se incluyen algunos husos prescritos para este tipo de mezclas).

Para realizar tratamientos superficiales, en algunos países europeos, se han puesto a punto un tipo de morteros bituminosos, compuestos por una mezcla de arena natural y de machaqueo, silíceas, un ligante de dureza media y un aditivo que actúa como activante y plastificante. La mezcla puede ponerse en obra con extendedora o motoniveladora en espesores muy pequeños (de 1 a 3 cm.) y proporcionar una superficie áspera, tipo papel de lija, y nada pulimentable, ya que ante la pérdida de partículas minerales surgen otras nuevas que presentan la misma aspereza ante el tráfico que las anteriores. Aunque estos morteros pueden considerarse como mezclas semicerradas, con el paso del tráfico, llegan a proporcionar un grado de impermeabilidad aceptable. En Francia se han registrado varios nombres comerciales, correspondientes a procedimientos de empresas especializadas, para designar morteros del tipo anterior, tales como «Tapisable», «Colprochape», «Composable», etc. El origen de estos morteros hay que buscarlos en mezclas inglesas y holandesas, tipo Sand-Asphalt.

Por vía húmeda, tomando como base una emulsión aniónica o catiónica, se han desarrollado las lechadas bituminosas (slurry seal). Las granulometrías más empleadas pueden verse al final del capítulo anterior (tratamientos superficiales), y en este mismo se describen los campos de aplicación de tales mezclas.

7.2.3. **Aglomerados en caliente**

Las mezclas bituminosas del tipo aglomerado que se utilizan en firmes de carretera se fabrican en caliente en su mayor parte; sobre todo, en las obras importantes, que permiten el empleo de maquinaria potente y precisa para el calentamiento de los ligantes, la mezcla con los áridos y la puesta en obra.

Al calentar un betún de penetración (o un alquitrán o un cutback viscoso) aumenta su poder de adherirse o «mojar» la super-

ficie de las partículas minerales. Estas se calientan también para contribuir al mismo fin. La mezcla a temperatura elevada (140° a 180° C para betunes habituales de penetración) se transporta, extiende y compacta en obra antes de que su temperatura haya descendido de un punto que impida su manejabilidad. Una vez fría, la mezcla alcanza las propiedades adecuadas para resistir la acción del tráfico.

Como se verá en el apartado siguiente, en frío el proceso de fabricación y puesta en obra se basa en el empleo de ligantes adecuados (emulsión o betunes fluidificados), que condicionan muchas veces no sólo el sistema de trabajo, sino también las propiedades finales de la mezcla.

A) **Materiales**

— **Aridos.**—Los áridos constituyen la mayor parte en peso de una mezcla bituminosa y además son el componente que puede tener más variación de características y calidades, por lo que suelen ser la causa primordial de los fracasos de las capas bituminosas.

Normalmente, para evitar segregaciones, los áridos se suministran clasificados en tamaños, cuya composición granulométrica ha de estar de acuerdo con la mezcla de la que van a formar parte, y variando las proporciones, de cada uno de ellos, se llega a formar la granulometría final, que debe quedar comprendida dentro del huso elegido.

Hay que prevenir la segregación también en los acopios, y en especial la del árido fino, cuya diversidad de tamaños es mucho mayor que en los áridos gruesos.

Al tratar de los áridos en el capítulo correspondiente se han reseñado una serie de propiedades físicas y químicas de los mismos que ahora hay que tener bien presente. Allí se estableció la diferencia entre árido grueso (mayor del tamiz número 8), árido fino (entre los tamices números 8 y 200) y filler (más del 65 por 100 pasando por el tamiz 200). Repasemos brevemente las características adecuadas de cada uno de estos áridos cuando se emplean en aglomerados bituminosos:

— **Arido grueso.**—El árido grueso debe proceder del machaqueo de piedra de cantera o grava natural. En este último caso deberá tener (como mínimo, un 75 por 100, según la Dirección General de Carreteras) cantidad suficiente de elementos machacados con varias caras de fractura (dos o más, según la Dirección General de Carreteras). Esta exigencia es, sobre todo, importante en las capas más superficiales del firme.

El árido grueso debe ser duro, tanto más cuanto más próxima a la superficie de rodadura se encuentre la mezcla. Así es normal pedir un coeficiente de desgaste de Los Angeles menor de 30-35 para capas inferiores y de 25-30 para capas de rodadura. En estas últimas se debe exigir también un árido grueso poco pulimentable (c. p. a. mayor de 0,40-0,45). Los ensayos de resistencia a la acción de los sulfatos sódico y magnesio, en cinco ciclos, deben dar pérdidas inferiores al 12 y 18 por 100 en peso, respectivamente. Estas pérdidas pueden tanto considerarse un índice de resistencia a la helada como un índice de calidad.

Respecto a la adhesividad con el ligante, cuando sea necesario deben utilizarse activantes que, en general, resuelvan satisfactoriamente los problemas. La Dirección General de Carreteras expone el criterio siguiente para definir la adhesividad suficiente: «Se considera que la adhesividad del árido grueso es suficiente cuando, en mezclas tipo macadam o de estructura abierta, el porcentaje ponderal del árido totalmente envuelto, después del ensayo de inmersión en agua, sea superior al setenta y cinco por ciento (75 por 100); siempre que en el veinticinco por ciento (25 por 100) restante no haya más del quince por ciento (15 por 100) del total que presente caras totalmente descubiertas, o cuando, en los restantes tipos de mezcla, la pérdida de resistencia en el ensayo inmersión-compresión (véanse páginas siguientes) no rebase el veinticinco por ciento (25 por 100).

— **Arido fino y filler.**—Al árido fino o al filler, cada día, se les da mayor importancia en las mezclas bituminosas, especialmente en las cerradas. Aparte de los aspectos tratados en el capítulo general de los áridos, ahora hay que añadir que el árido fino es fundamental para conseguir mezclas resistentes a la deformación. En este aspecto hay que buscar árido duro y procedente de machaqueo en gran parte. Se ha demostrado que el árido fino es también decisivo para asegurar una buena resistencia al deslizamiento en las capas de rodadura.

A la mezcla de árido fino y filler se le piden índices de equivalente de arena mayores de 40 para capas inferiores y de 45 ó 50 para capas de rodadura, con coeficientes de actividad del filler menores de uno.

La adhesividad del árido fino se caracteriza generalmente por el ensayo Riedel-Weber y se piden coeficientes superiores a cuatro. Con la acción del sulfato se sigue el mismo criterio que con el árido grueso, y la dureza se suele caracterizar exigiendo características adecuadas de la roca que ha sido origen del árido fino, exigiéndole a aquélla propiedades análogas a las que se piden para el árido grueso.

En las mezclas muy finas, tales como los morteros y lechadas bituminosas, las exigencias indicadas anteriormente para el árido fino suelen extremarse, pidiendo aún valores más altos.

En los aglomerados normales, tipo del Instituto del Asfalto, se exige que la mayor parte del árido fino sea de machaqueo, pudiéndose emplear sólo pequeñas proporciones de arena natural, que suele mejorar la trabajabilidad de la mezcla. En los morteros finos y lechadas, las proporciones de arena natural pueden aumentar hasta el 50 por 100. En las mezclas discontinuas tipo BS también se admiten proporciones de arena naturales apreciables dentro del árido fino.

En cuanto al filler específicamente, aparte de lo dicho en el capítulo de áridos sobre sus propiedades organofílicas, es necesario ahora completar algunos aspectos importantes.

El filler tiene una definición muy grosera desde el punto de vista de su granulometría, por lo que para su utilización en mezclas bituminosas se recurre a otra serie de ensayos que nos permitan caracterizarlo con más precisión, bien a él mismo o bien a todo el conjunto árido fino + filler. Así han nacido los ensayos para determinar el coeficiente de actividad de los filleres, densidad aparente en benceno, emulsibilidad, etc.

El efecto de un filler hidrofílico en los morteros bituminosos ya se ha indicado que puede ser la causa de una mala envuelta íntima con el betún y una escasa resistencia, cuando no una tendencia al desplazamiento por el agua. Una forma de caracterizar empíricamente este fenómeno son los ensayos de inmersión-compresión, en los que se determina la resistencia conservada por una probeta que antes de ser rota a compresión o extrusión, ha estado sumergida en agua, respecto a la resistencia de una probeta idéntica rota en seco.

El efecto principal de un buen filler sobre el sistema filler-betún es el aumento de la viscosidad y la disminución de la susceptibilidad térmica. En algunos países, pensando de esta manera, se fija la relación filler-betún para algunas mezclas por la cantidad que hay que añadir al ligante para obtener un punto de reblandecimiento (anillo y bola) determinado. Proporciones altas de un filler elevan el punto de reblandecimiento, pero lo hacen más frágil, esto es, disminuyen la resistencia a la tracción del mastic filler-betún. Existe, por lo tanto, una proporción óptima de los dos componentes, según las propiedades finales que se quieren buscar en cada mezcla bituminosa. Naturalmente, cuanto más fino sea el filler mayor proporción de ligante tendrá absorbido y mayor cantidad necesitará para cubrir su superficie. La finura excesiva coincide, en muchos casos, con composiciones químicas o mineralógicas peligrosas por su hidrofilia (arcillas, margas, etc.), que se une a la gran actividad debida a la excesiva superficie específica. Es habitual, por ello, el exigir al filler finuras intermedias, que no proporcionen ni grandes ni pequeñas superficies específicas. Filleres buenos para mezclas bituminosas son los obtenidos de la trituración de rocas calizas sanas, pizarras, escorias volcánicas, etcétera. También se emplean el cemento y la cal. La gran influencia sobre la resistencia a la acción del agua de un filler de buena calidad

está indicada en la figura 7.3. Obsérvese que la proporción de filler es más decisiva que el propio contenido de ligante.

En el ensayo de «densidad aparente en benceno» el volumen ocupado por el filler es mayor cuanto mayor es su finura. Se ha comprobado experimentalmente que mástics bituminosos hechos con filleres de alta densidad aparente en benceno presentan escasa resistencia a la rotura, por lo que se les debe evitar. Asimismo deben evitarse los filleres de «escasa densidad aparente en benceno» por su actividad y por el alto contenido de ligante que necesitan. Los límites que dan las normas B. S. como óptimos de «las densidades aparentes en benceno» (fig. 7.4.) son 0,5 gr/cc. y 0,95 gr/cc.

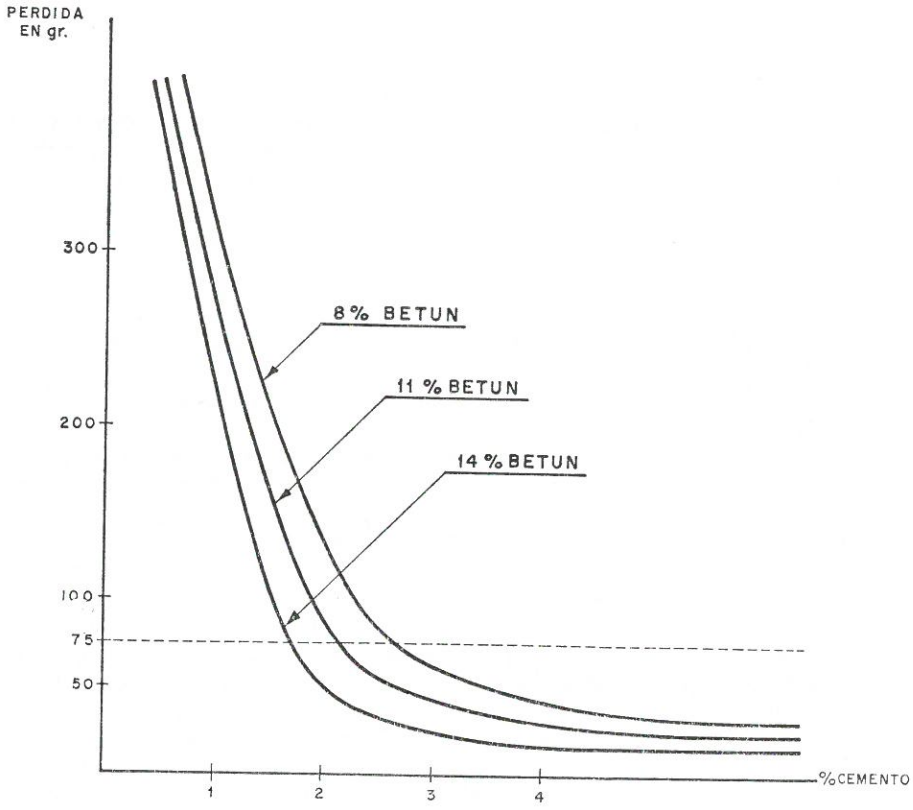


Fig. 7.3.

Efecto del filler de aportación (cemento) sobre la resistencia a la abrasión en presencia de agua, en un mortero cuyo único componente es árido silíceo de machaqueo.

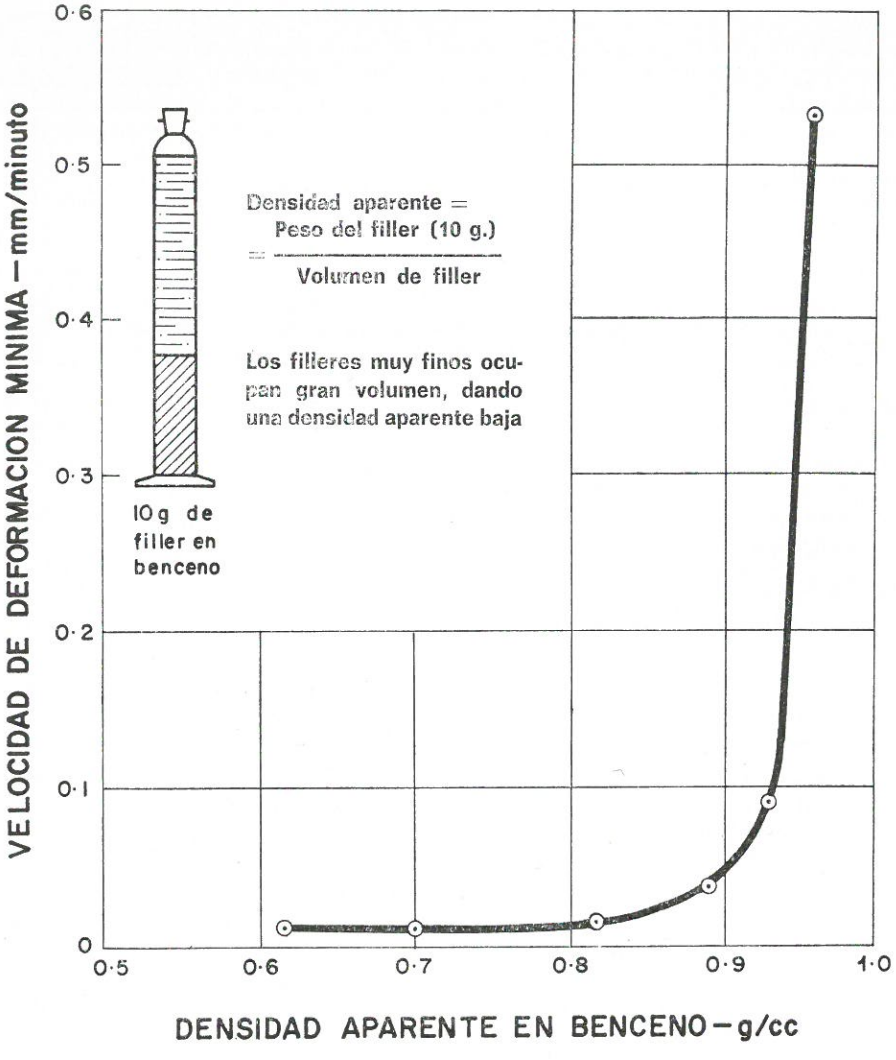


Fig. 7.4.

Relación entre la velocidad de deformación de las probetas de mezcla filler/alquitrán con un contenido óptimo de aglomerante y la densidad aparente en benceno del filler.

B) El ligante

En general, los únicos ligantes apropiados para las mezclas en caliente son los betunes de penetración procedentes de la destilación del petróleo. Rara vez se han empleado los betunes fluidificados vis-

cosos (RC o MC-3, 4 y 5) en mezclas abiertas que permitan la evaporación de fluidificantes o los alquitranes viscosos. Los alquitranes se emplearon antiguamente y en la actualidad vuelven a usarse, modificados con resinas, con un nuevo campo de aplicación. También se han usado a veces asfaltos naturales como el de Trinidad o roca asfáltica machacada y calentada especialmente para mastics asfálticos. Para las mezclas en frío existe una gama diferente de ligantes, de los que se tratará más adelante.

Los betunes que normalmente se usaban para aglomerados tipo del Instituto del Asfalto eran los de penetración 150/200 u 80/100. Hoy, existe la tendencia en España de usar betunes más duros 60/80 ó 40/60. Las mezclas discontinuas también suelen emplear betunes del tipo 60/80 ó 40/60 y los asfaltos fundidos, todavía más duros.

La naturaleza, procedencia y características de los betunes asfálticos repercuten, tal como se ha dicho, en las propiedades de las mezclas, su reología, su durabilidad, etc. El empleo de aditivos que modifiquen los betunes es un campo nuevo e interesante sobre el que se insistirá más adelante.

7.2.4. **Mezclas bituminosas en frío**

Se define como mezcla bituminosa en frío «la combinación de áridos y un ligante bituminoso de características tales que pueda extenderse y compactarse a temperatura ambiente». En la mayor parte de los casos, el árido no tiene que calentarse para realizar la envuelta con el ligante, aunque este aspecto no debe ser característica definitoria, ya que en algunas ocasiones se calientan previamente, tanto árido como ligante.

A) **Tipo y composición de la mezcla**

Dos tipos fundamentales de las mezclas bituminosas en frío pueden distinguirse:

1) Las primeras son aquellas en las que la almacenabilidad y trabajabilidad, a temperatura ambiente, está basada en la presencia de fluidificantes. La mezcla llega a tener su consistencia final con el tiempo, quedando solamente el ligante llamado «residual». La volatilización de los fluidificantes es rápida al emplearse la mezcla en capas de poco espesor y muy difícil y lenta en grandes montones, por lo que estas mezclas pueden almacenarse generalmente, endureciéndose solamente la superficie exterior de los acopios (fig. 7.5.).

El ligante inicial puede ser un betún fluidificado (RC-3, 4 y 5) (MC-3, 4 y 5) o bien un betún fluidificado en forma de emulsión as-

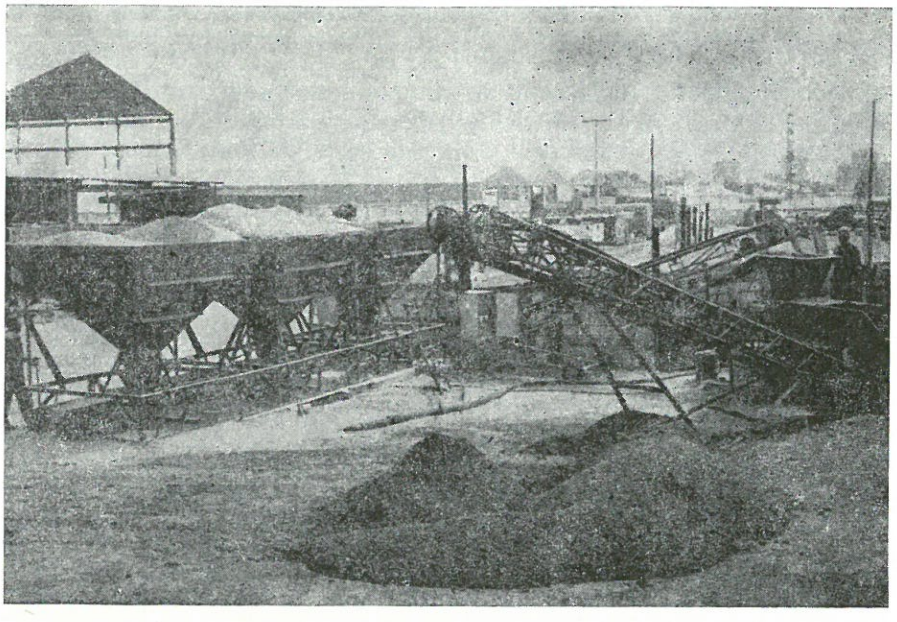


Fig. 7.5.

Fabricación de mezcla en frío almacenable en montón, usando tres tolvas dosificadoras y un mezclador continuo.

fáltica (generalmente catiónica del tipo ECM-1, 2). También se han usado alquitranes o mezclas de alquitrán-betún.

Para que los fluidificantes puedan desaparecer es preciso emplear mezclas que sean permeables una vez compactadas, es decir, con huecos suficientes. Como también son entonces permeables al agua, es fundamental la buena adherencia ligante-árido y la alta resistencia al desplazamiento por el agua. El empleo de un buen activante proporciona la mejor seguridad ante este problema.

En los cuadros del apéndice se indican las granulometrías más usuales para mezclas en frío hechas con ligantes fluidificados, aplicados en forma de emulsión o «cut-back».

2) El segundo tipo de mezclas bituminosas en frío son las de tipo denso o cerrado, que sólo pueden fabricarse mezclando el árido con una emulsión de rotura lenta. Estas mezclas deben emplearse en obra sin que hayan endurecido demasiado por rotura de la emulsión o evaporación de agua y no deben abrirse al tráfico hasta que tengan la consistencia suficiente. Por ello únicamente pueden emplearse en tiempo seco, aunque el progreso en las técnicas con emulsiones aniónicas y catiónicas ha hecho que en algunos casos, tales como en

el de las lechadas bituminosas y en el de ciertos morteros y aglomerados, las mezclas puedan extenderse en todo tiempo.

Con emulsiones aniónicas de rotura lenta pueden utilizarse todo tipo de granulometrías de áridos y es de destacar la afinidad del ligante emulsionado con el árido fino y el filler, por lo que los morteros de las mezclas resultantes suelen ser de muy buena calidad, incluso cuando los finos son ligeramente plásticos (*). De esta forma, en algunos estados de los EE. UU., se han utilizado capas de rodadura tipo IV y V (Instituto del Asfalto), hechas con emulsión EAL, con buenos resultados.

Con emulsiones catiónicas tipo ECL el tiempo de rotura es siempre más corto que con las EAL y el contenido y calidad del árido fino y filler más crítico (recuérdese la técnica de las lechadas bituminosas y de la grava-emulsión), por lo que sólo deben utilizarse con árido silíceo y granulometrías muy estrictas, o bien con áridos calizos de limpieza y calidad excepcional.

Los nuevos tipos de emulsiones de rotura controlada pueden ampliar el campo de aplicación de los aglomerados en frío. Siguiendo esta idea se han hecho pruebas de mezclas densas puestas en obra con máquinas móviles, inspiradas en las extendedoras de lechadas bituminosas y cuyo tiempo de rotura es lo suficientemente pequeño como para no tener que sufrir los inconvenientes del tráfico o los peligros del tiempo húmedo.

B) **Materiales**

— **Aridos:** Es frecuente ser más tolerante con los áridos para mezclas en frío que con los de las mezclas en caliente. Esto no es admisible por varias razones:

1) La resistencia a la deformación de las mezclas abiertas en frío descansa especialmente en el rozamiento interno del esqueleto mineral, por lo que la dureza y textura del árido son esenciales.

2) La permeabilidad de la mezcla obliga a que exista una buena resistencia al desplazamiento del ligante por el agua. Tanto el árido grueso como el árido fino deben colaborar a conseguir esta resistencia, y en particular este último no debe ser en ningún caso hidrofílico.

3) La fabricación de las mezclas en caliente se suele realizar en instalaciones mecánicas de gran complejidad y perfección. Las dosificaciones son muy exactas y la existencia de recuperadores de polvo

(*) Algunos emulsionantes también favorecen este fenómeno.

permite «limpiar» los áridos cuando sea necesario. Las instalaciones de fabricación de mezclas en frío son habitualmente más elementales.

4) En las mezclas cerradas la calidad de mortero formado por el árido fino, el filler y el betún juega un importante papel en sus propiedades resistentes, mientras que en las mezclas abiertas es únicamente el árido grueso.

Por todo lo anterior, parece necesario pedir a los áridos de las mezclas abiertas o semicerradas en frío los siguientes requisitos:

— **Arido grueso:** Procedencia de machaqueo, con un 75 por 100 al menos de elementos que presenten dos caras de fractura (tal como se indicó para los aglomerados en caliente).

Coeficiente de desgaste de Los Angeles: menor de 35 en capas inferiores y menor de 30 (ó 25 para tráfico importante) en capas de rodadura.

Coeficiente de pulimento acelerado: mayor de 0,4 ó 0,45, según los tipos de tráfico.

— **Arido fino:** Arena natural o/y de machaqueo, con las características siguientes:

Equivalente de arena: Superior a 40 en capas inferiores y superior a 45 ó 50 en capas de rodadura.

Granulometría: Las mezclas en frío hechas con betunes fluidificados en forma de emulsiones o «cut-backs» se pueden fabricar con granulometrías abiertas o semicerradas, tales como las indicadas en las tablas I y II. Hay que destacar sobre esto algunos aspectos importantes:

En las prescripciones técnicas de la Dirección General de Carreteras se establecen una serie de husos amplios y de grandes tolerancias en los contenidos de ligante residual. Los husos parecen suficientemente definidos y tolerantes al tiempo para estos tipos de mezclas, no así el ligante, que tal como hacen los ingleses podrá ser escaso (del orden del 3 por 100 en peso) para capas de base, y debe ser alto para capas de rodadura (4,5 a 5 por 100), con objeto de evitar el envejecimiento, impedir la acción del agua y dar flexibilidad a la capa en los meses de invierno. Las capas intermedias pueden tener un contenido de ligante comprendido entre los valores indicados anteriormente. La penetración de este ligante residual no debe ser demasiado baja, ya que se perdería flexibilidad, pudiendo admitirse que los valores comprendidos entre 80 y 200 son adecuados en la mayor parte de los casos y regiones.

El contenido en filler en las prescripciones de la Dirección General de Carreteras también tiene grandes variaciones. Con los contenidos altos sólo pueden hacerse mezclas con emulsión de rotura lenta, tal como se ha indicado al principio.

Los franceses suelen definir varios tipos de mezclas (abiertas, semiabiertas y semidensas) y unos contenidos de ligante residual que oscilan del 3,5 al 6 por 100, según los tipos y el tamaño máximo de gravilla:

Abierto	15/40 mm.	3,5 al 4	por 100 ligante
»	8/18 mm.	4,5	por 100 »
»	2,5/8 mm.	5	por 100 »
Semiabierto	0/18 mm.	5,5	por 100 »
»	0/8 mm.	6	por 100 »

En Inglaterra se prescriben contenidos semejantes de ligante residual y además se obliga a elegir el tamaño máximo del árido según el espesor de la capa que se va a extender en obra. Esta medida es especialmente importante en las capas de rodadura que sólo están encaminadas a hacer tratamientos superficiales sobre un pavimento antiguo, que renueven la textura primitiva y corrijan el perfil.

Nuestra experiencia en mezcla en frío nos ha llevado a no temer las mezclas de textura abierta para capas superiores, aun con climas fríos y húmedos y tráfico pesado, si bien la riqueza en ligante residual para estos casos debe ser alta y la adhesividad árido-ligante siempre buena.

C) **El ligante**

En las mezclas en las que su manejabilidad se basa en la presencia de fluidificantes, los ligantes normalmente utilizados son:

— Betunes fluidificados y alquitranes, cuando se dispone de una buena instalación de calentamiento y fabricación de mezcla.

— Emulsiones de betún fluidificado en los demás casos. Generalmente estas emulsiones son catiónicas para asegurar una buena adhesividad y una rápida rotura, que haga la mezcla rápidamente insensible a la lluvia (tipos ECM-1 y ECM-2).

Las emulsiones es conveniente que sean muy viscosas para que los espesores de película de ligante que recubran las partículas del árido sean suficientemente altos. Por ello los americanos han llegado a admitir viscosidades de 500 seg. S. S. F. a 50°. Estas emulsiones deben calentarse ligeramente, en tiempo frío, para poder ser bombeadas y pulverizadas.

Si se emplean betunes fluidificados es conveniente asegurar la adhesividad con activantes, ya que la mezcla es normalmente permeable. Naturalmente, hay que calentar el ligante y a veces los áridos.

Tanto en las emulsiones como en los betunes fluidificados es importante la naturaleza y las propiedades de los fluidificantes:

— Los que proceden del alquitrán o sus aceites suelen mejorar la adhesividad a los áridos, pero a veces aceleran el envejecimiento o hacen blandos los betunes residuales.

— Los que proceden del petróleo son menos activos, desde el punto de vista de adhesividad, pero no mejoran grandemente los betunes, especialmente cuando se trata de fluidificantes ligeros, tipo nafta.

Hace años se hicieron mezclas en frío con un sistema de doble envuelta, que consistía en recurrir a una primera envuelta con una pequeña cantidad de aceite de alquitrán o un alquitrán fluido y a continuación una segunda envuelta con un producto más viscoso, generalmente de tipo asfáltico.

Cuando se trata de emulsiones de rotura lenta para mezclar con materiales finos, la teoría de la envuelta y comportamiento es parecida a la de los ligantes para estabilización de suelos o para grava-emulsión, aunque la proporción de ligante a emplear es mayor en las mezclas que en las estabilizaciones.

La penetración del ligante residual en las mezclas densas hechas con emulsiones es importante y existen tendencias bien definidas para utilizar betunes duros (40/60, 60/80 y 80/100).

La viscosidad de la emulsión es también importante, ya que es una de las pocas características con las que se puede jugar cuando se quiere aumentar el contenido de ligante en la mezcla.

7.3. REOLOGIA DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

Es difícil establecer un esquema físico sencillo capaz de representar las propiedades mecánicas de las mezclas bituminosas. La dificultad estriba en las complejas propiedades viscosas o viscoelásticas de los ligantes y de los mástics y en el carácter variable de las mezclas según contengan mayor o menor cantidad de árido capaz de constituir un esqueleto mineral.

La mayor parte de las teorías elásticas, viscoelásticas lineales, etcétera, suelen partir de unas hipótesis difícilmente admisibles en el caso de las mezclas bituminosas, tales como uniformidad, homogeneidad e isotropía.

En algunos países, por el tipo de estructuras de firmes que construyen, preocupan especialmente las resistencias de las mezclas a tracción o flexotracción y el efecto de la repetición de cargas respecto a la resistencia a la fatiga. En este sentido se han establecido cuerpos de doctrina bastante coherentes para definir la reología de las mezclas. En otras partes, por el contrario, la deformación plástica por compresión ocupa el primer plano de las preocupaciones de los especialistas, por lo que será necesario recurrir a hipótesis o ensayos distintos de los anteriores.

Dos caminos habituales de la investigación se han empleado con profusión para definir la reología de las mezclas: los físico-matemáticos y los empíricos. Además existen, naturalmente, doctrinas que se han basado en los dos caminos a la vez, intentando simultanear los resultados teóricos con comprobaciones experimentales.

La analogía mecánica del comportamiento reológico de las mezclas bituminosas puede establecerse mediante modelos sencillos. El comportamiento elástico se supone representado mediante un muelle sin masa, en el que el parámetro del modelo es igual al módulo de elasticidad del material que se estudia. Las propiedades viscosas se pueden describir suponiendo un amortiguador sin masa, en el que un pistón se mueve en el interior de un cilindro de longitud infinita lleno de un líquido viscoso. El parámetro η da la viscosidad del material.

A partir de estos modelos simples, por acoplamiento en serie o en paralelo (fig. 7.6.), se pueden estudiar comportamientos más complejos.

Se intenta, en general, definir para las mezclas unos parámetros característicos de las mismas, tales como los módulos de deformación longitudinal y transversal, las tensiones admisibles de rotura, las deformaciones y la resistencia a la fatiga para **n** aplicaciones de carga. Naturalmente, todos estos parámetros son variables, según la temperatura a que se encuentra sometida la mezcla y del tiempo que dura la aplicación de la carga.

La teoría que se ha aplicado con mayor frecuencia para caracterizar el comportamiento reológico de las mezclas es la de la viscoelasticidad lineal, que permite la superposición de efectos, sobre todo cuando las deformaciones no son grandes. Las relaciones tensión-deformación pueden definirse entonces mediante ciertos módulos, similares a los de Young, cuyos valores son función del tiempo de aplicación de la carga y de la temperatura. Así se define como módulo de rigidez S (T, t) la relación:

$$S\ (T, t) = \left[\frac{\sigma}{\varepsilon\ (t)} \right]_T$$

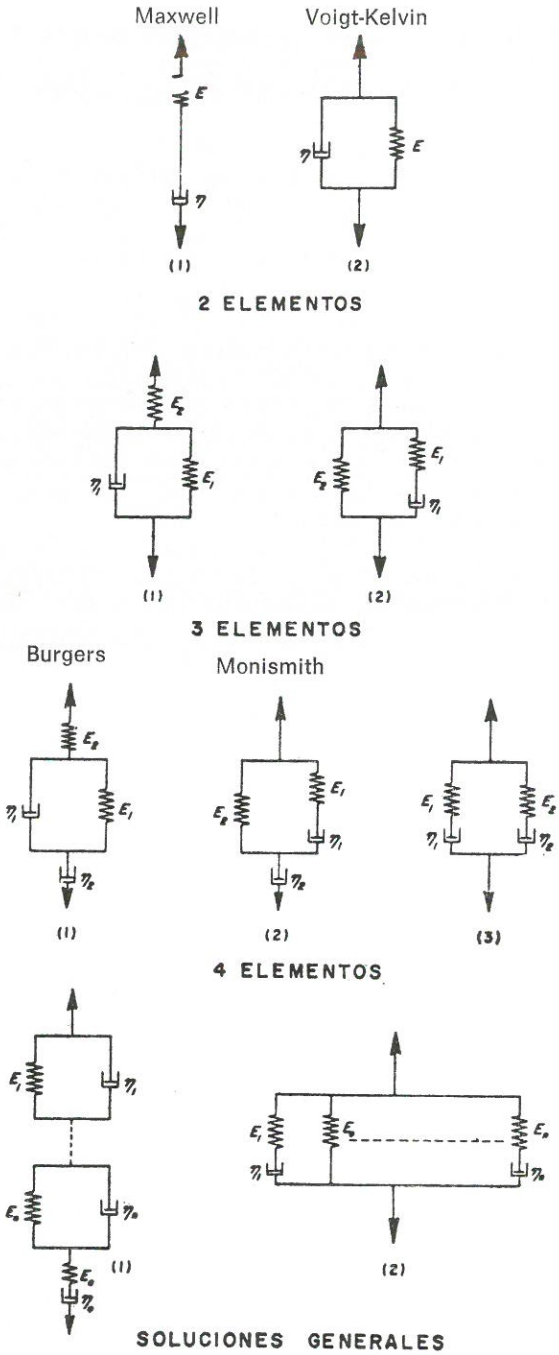


Fig. 7.6.

Modelos viscoelásticos.

t = tiempo de carga y T = temperatura de la mezcla.

σ = es la tensión aplicada en un sentido y ε la deformación correspondiente.

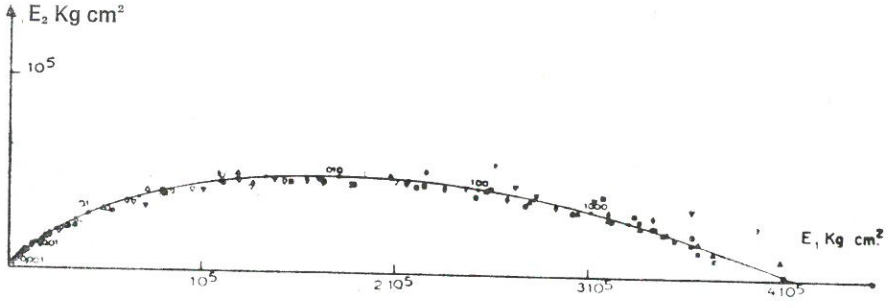
Análogamente se puede generalizar el coeficiente de Poisson, que denominamos aquí «Razón de Extensión», a la relación:

$$R = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$$

ε_1 = la deformación relativa longitudinal y ε_2 la transversal.

La variación de S, al variar t y T, se ha deducido, bien mediante ecuaciones matemáticas, después de suponer que la mezcla es un conjunto de muelles y de amortiguadores, o bien mediante ensayos de laboratorio encaminados a definir un módulo sobre probetas sometidas a una solicitación determinada.

Por el primer sistema Huet, en Francia, ha definido una función sinusoidal de deformación, representada en un plano complejo $\bar{\varepsilon}\ (t, T) = \varepsilon_1 + \varepsilon_2\, i$ a la que corresponde una función de tensión, desfasada de la anterior: $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2\, i$



REPRESENTACION DEL MODULO VISCO-ELASTICO EN UN PLANO COMPLEJO

Fig. 7.7.

Relacionando ambas funciones se obtiene la expresión de un módulo complejo $\bar{S} = S_1 + S_2$. La representación de la variación de este módulo al variar t y T sobre probetas en forma de ménsula sometidas a flexión, está representada en la Fig. 7.7. Es interesante hacer ver que la representación de S es única, al variar t y T, de modo que el papel de ambas variables es análogo, pero inverso. Es decir, para obtener el módulo de rigidez de una mezcla, es igual trabajar con temperaturas bajas que con tiempos de aplicación de cargas cortos. Esta

propiedad permitirá, para toda clase de ensayos con mezclas bituminosas, obtener una idea clara de su comportamiento, haciendo variar o el tiempo o la temperatura, y dejando la otra variable constante.

Los resultados de Huet tienen el inconveniente de que se ha establecido para una gama muy escasa de temperaturas. Cuando esta gama es más amplia, las mezclas se comportan de manera más anisótropa. En particular, para temperaturas altas, en las que el mortero se plastifica y el árido grueso forma esqueleto resistente. Por ello, experimentalmente en los EE. UU., Monismith y otros han definido curvas que representan la variación del módulo de rigidez a flexotracción, para una más amplia gama de temperaturas o tiempos. Estas curvas, mediante un factor de translación (*) pueden convertirse en una sola curva que defina completamente el comportamiento reológico de la mezcla. Hay que hacer notar que para cada tiempo t_i, a temperaturas muy altas y muy bajas, las mezclas tienen un módulo prácticamente constante (Fig. 7.8.).

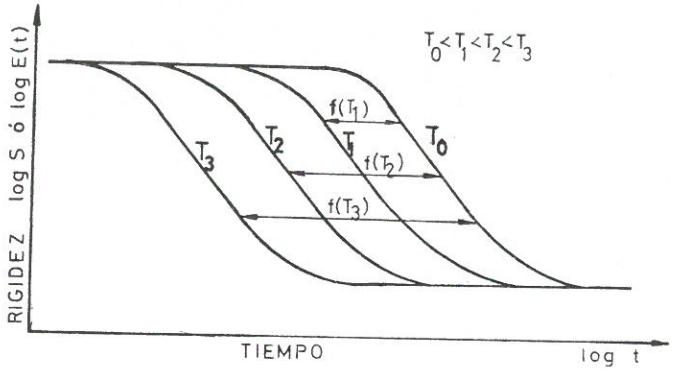


Fig. 7.8.

Otro camino interesante para definir el módulo de rigidez de una mezcla se debe a Van der Poel, quien lo ha definido, simplemente, a partir de las propiedades del ligante (I. P. del mismo) y de la conc.

(*) El factor de traslación puede expresarse como:

$$a_t = \frac{t_T}{t_o}$$

en la que t_T es el tiempo requerido para observar el fenómeno a una temperatura T y t_o el tiempo requerido para observar el mismo fenómeno a la temperatura de referencia T_o.

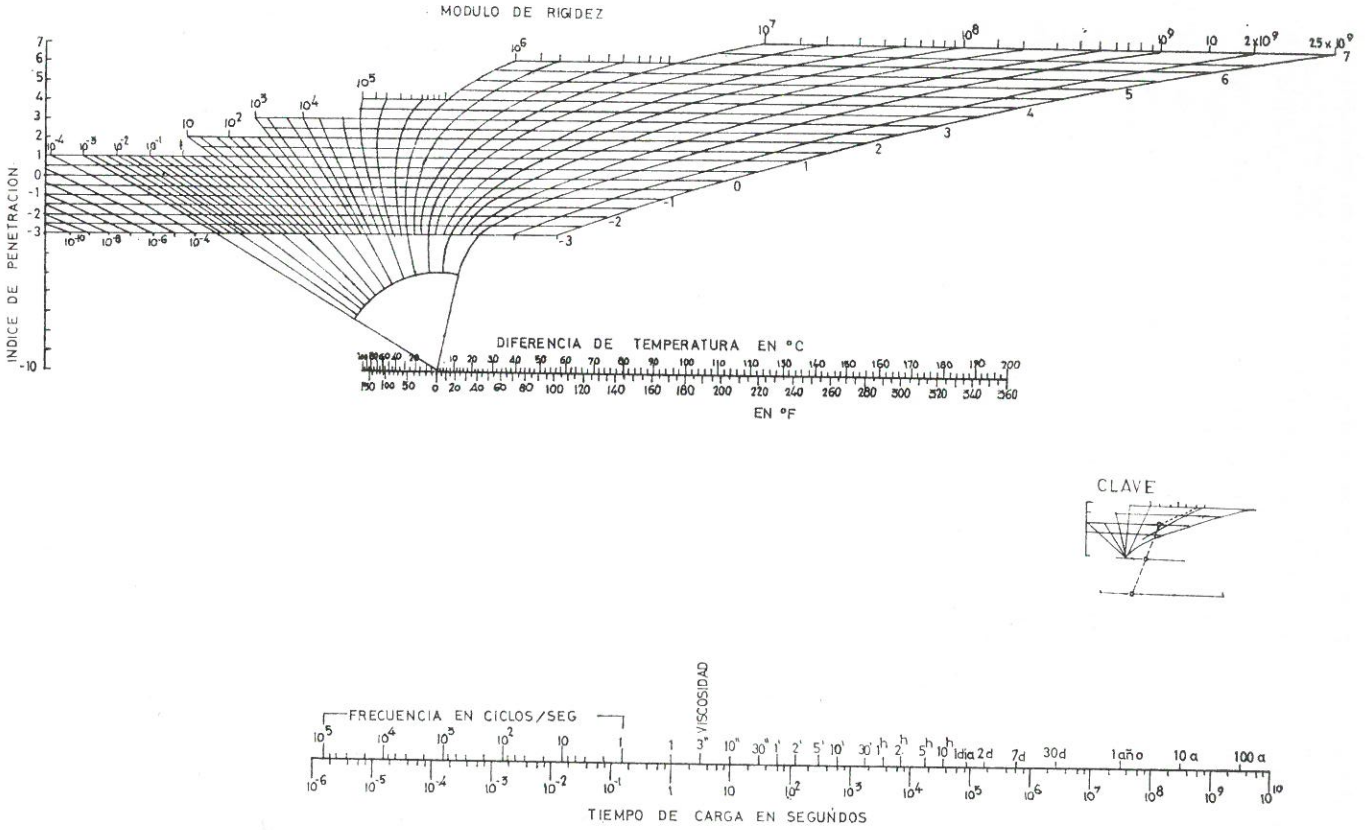


Fig. 7.9.

Nomograma para determinar la rigidez del ligante.

tración volumétrica de árido que tiene la mezcla (Fig. 7.9. y 7.10.) definida como

$$Cv = \frac{\text{Volumen de árido}}{\text{Volumen de árido} + \text{volumen de betún}}$$

En todo lo anterior se ha definido un módulo independiente del efecto de la fatiga, es decir, del número de aplicaciones de carga. Sin embargo, los investigadores de la casa Shell (Heukelom, Klomp, etc.) han demostrado que en probetas sometidas a tracción existían relaciones potenciales muy importantes entre la deformación (o la tensión) a que estaban sometidas y el número de ciclos hasta la rotura. En la figura 7.11. se reproduce uno de los más interesantes ábacos debidos a Heukelom. Trabajando con tensión o con deformación controlada se han obtenido leyes logarítmicas, comprobadas repetidas veces, como las de las figuras 7.12. y 7.13.

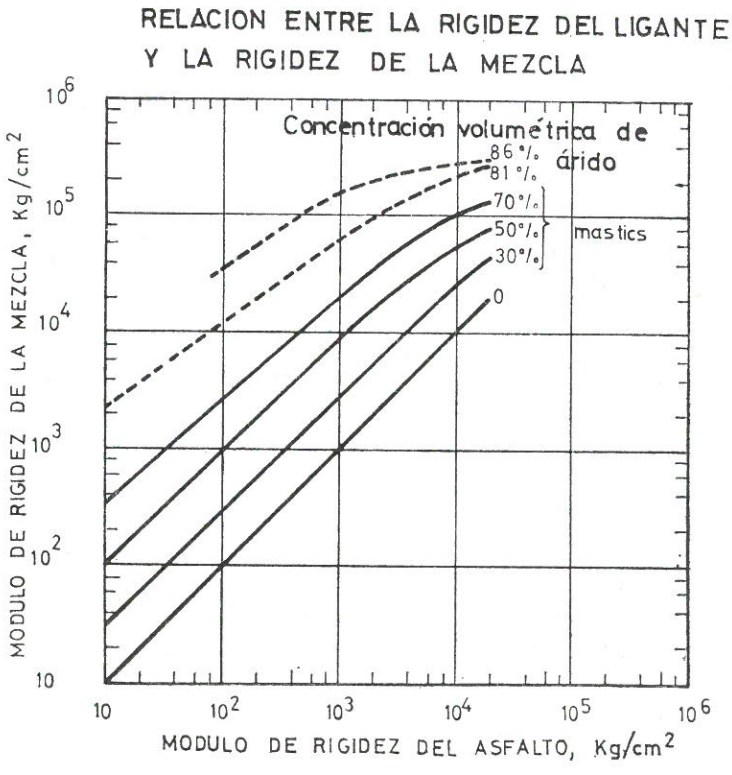


Fig. 7.10.

Relación entre la rigidez del ligante y la rigidez de la mezcla.

Los problemas de deformación plástica son diferentes de los problemas de resistencia a la rotura por fatiga. En general la deformación plástica se produce por deformaciones remanentes acumuladas, bien debidas a densificaciones de la mezcla, que es el caso menos peligroso, o bien debido a plastificaciones y movimientos volumétricos de la masa. El fenómeno de deformación plástica en las mezclas ha sido menos estudiado que el de rotura por fatiga.

En general se han llevado a cabo estudios basados en repetición de cargas sobre pista, ensayos repetidos de compresión simple y mejor ensayos triaxiales a distintas temperaturas. La deformación plástica está íntimamente relacionada con «la razón de extensión» de la mezcla y ésta con el ángulo de rozamiento interno, que, como es lógico, es función de las variables t, tiempo de aplicación de la carga, y T, temperatura.

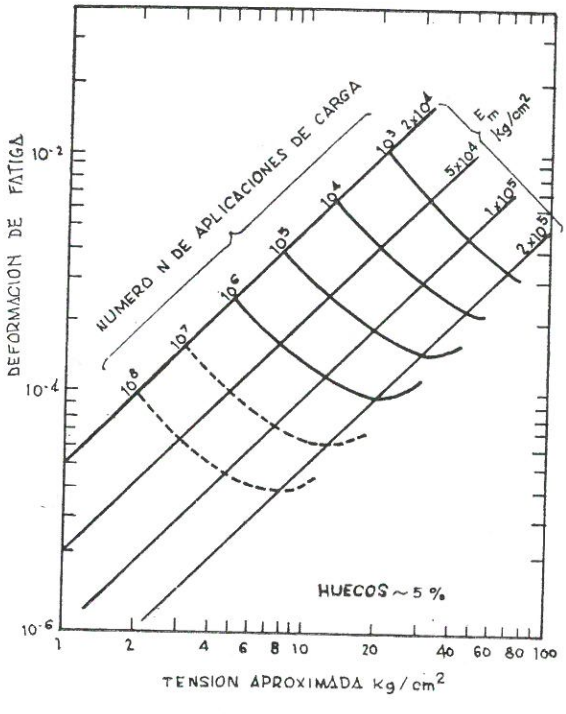


Fig. 7.11.

Deformación de fatiga por flexión en función de las aplicaciones de carga para mezclas bituminosas (Heukelom-Klomp).

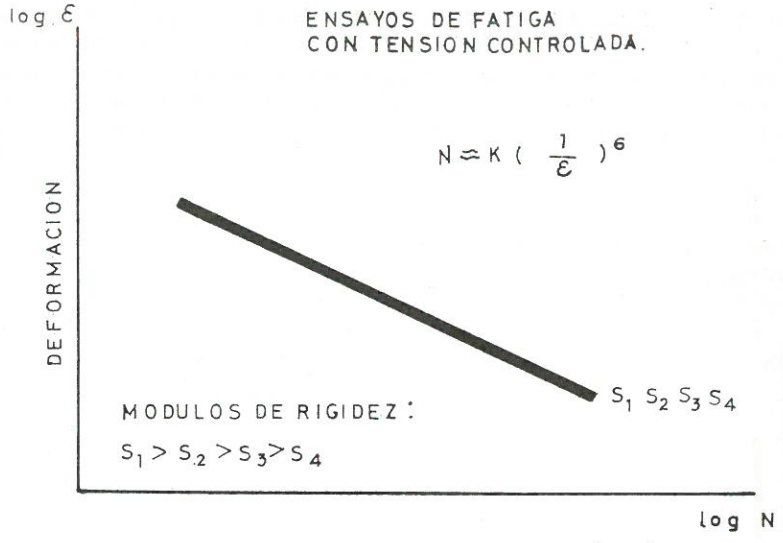


Fig. 7.12.

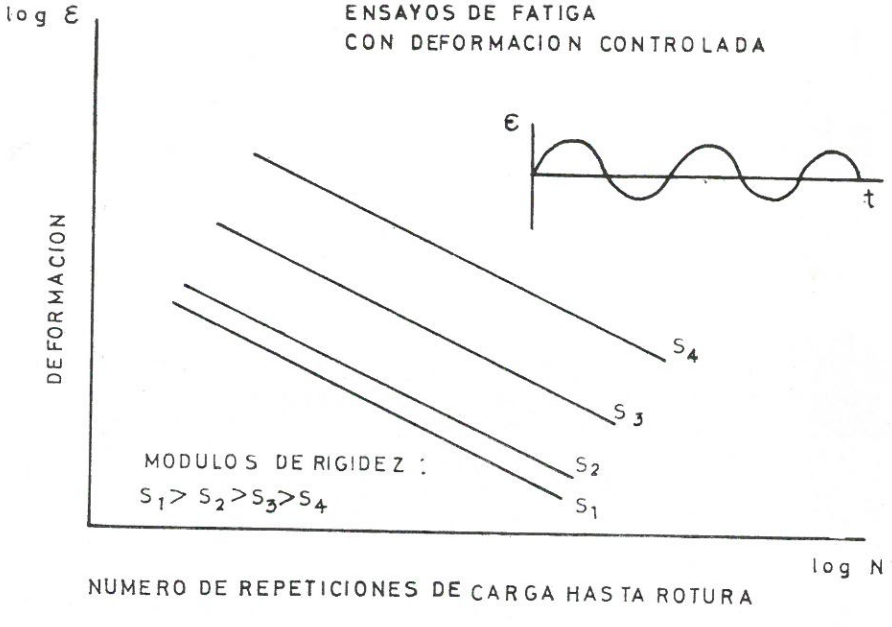


Fig. 7.13.

Los problemas que presentan las mezclas por falta de resistencia a la deformación plástica son especialmente importantes en los últimos años, en los que ha aumentado el grado de canalización del tráfico pesado y las presiones de inflado de los neumáticos. El uso de bases muy rígidas ha hecho también que las mezclas usadas en los pavimentos, en muchas ocasiones no trabajen por flexión, por lo que existe una tendencia de densificaciones importantes y desplazamientos transversales en la masa de la mezcla. La figura 7.14. explica el fenómeno anterior, partiendo de un estudio tensional en un firme de cuatro capas.

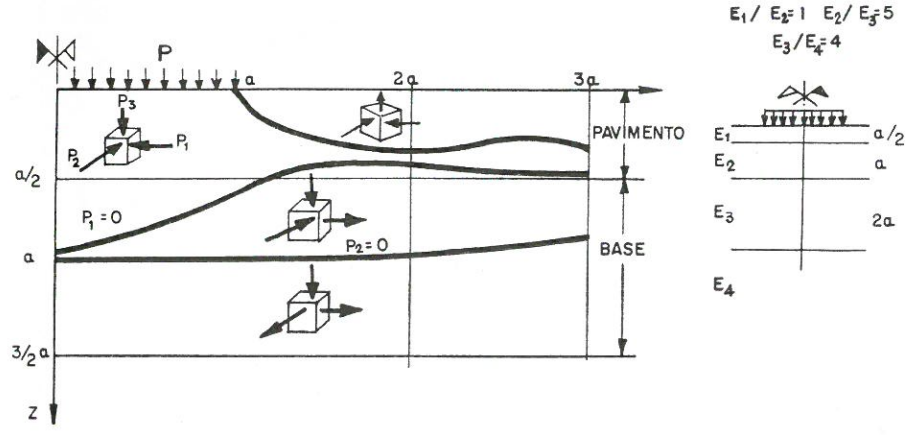


Fig. 7.14.

Estado tensional en un caso particular de firme multicapa, cargado uniformemente en un área circular (obsérvense las zonas en las que pueden producirse densificaciones debidas al estado de compresión triaxial y las que pueden existir desplazamientos volumétricos y levantamientos).

7.4. DOSIFICACION O PROYECTO DE MEZCLAS BITUMINOSAS

Existen numerosos métodos encaminados a proyectar mezclas bituminosas que reúnan propiedades adecuadas para cumplir las funciones de resistencia, flexibilidad, impermeabilidad, etc., que corresponden a cada capa de un firme determinado. Todos los métodos, ya se basen en ensayos mecánicos, en fórmulas de trabajo probadas por la experiencia, o en estudios teórico-prácticos, tienen una gran dosis de empirismo, y en todos los casos es necesario el buen sentido y conocimiento científico del ingeniero para elegir en última instancia la mejor solución de cada caso.

En general, todos los procesos de dosificación se basan en la elección de una granulometría conveniente de acuerdo con las ca-

racterísticas que se desean para la mezcla, las disponibilidades locales de áridos, y los husos o especificaciones sancionados por la práctica y recomendados por diversos organismos (Instituto del Asfalto, Administraciones Nacionales de Carreteras, laboratorios privados u oficiales, etc.). Con la granulometría elegida se busca el óptimo de betún, y a veces el óptimo de filler y de betún, a partir de fórmulas establecidas, ensayos mecánicos o empíricos o, a veces, ensayos de base más racional, que son capaces de determinar módulos de rigidez, tensiones de rotura, etc.

El estudio de la dosificación suele comenzar por el estudio de los áridos disponibles, de sus características físicas y químicas y de la comprobación de que las muestras son representativas y las calidades de los acopios homogéneas y suficientes.

Para componer con los distintos tamaños de áridos una granulometría prescrita, dada por una curva o por un huso que marque los límites tolerables, se procede de manera analítica o gráfica, tal como es normal en cualquier mezcla de áridos (hormigones hidráulicos, morteros, etc). Se debe disponer para ello de la granulometría de cada árido y, del filler. El primer tanteo de ajuste suele empezarse por el filler y seguir con los otros tamaños de árido de menor a mayor. Si el primer ajuste es defectuoso, se suele rectificar mediante pequeñas correcciones en sucesivos tanteos. En el ejemplo de dosificación Marshall, que se incluye en este capítulo, se indican detalladamente la forma de proceder en los distintos tanteos de ajuste.

Naturalmente desviaciones en los tamaños gruesos, varían mucho menos las propiedades de la mezcla que las desviaciones en los tamaños finos, porque como se verá, éstos son los que presentan una mayor superficie específica por unidad de peso, y por ello, requieren más ligante al ser envueltos.

7.4.1. **Métodos basados en la superficie específica**

Fijada la granulometría de los áridos, los métodos más elementales se basan en la aplicación de fórmulas que suelen determinar la superficie exterior total de las partículas del árido. Conocida la cual, si se desea que sea cubierta por cierto espesor de la película de ligante, puede determinarse fácilmente la cantidad necesaria del mismo, prescindiendo de los fenómenos de absorción. Así, por ejemplo, para una partícula esférica, la relación entre su superficie y el peso es:

$$As = \frac{6}{d\,D}$$

y si se supone que todo el árido está formado por partículas cualesquiera:

$$A_s = 6\left(\Sigma \frac{n_i\, m_i}{(dm)_i}\right) : d\,\Sigma\, m_i$$

A_s = superficie específica.

d = densidad del árido.

D = diámetro de la esfera.

Dm = dimensión de las partículas que determina su retención sobre el tamiz.

m_i = peso de la fracción i.

n = relación de superficies específicas (igual a 1 para partículas esféricas).

En la técnica de carreteras se han empleado fórmulas reducidas basadas en la anterior, entre las cuales se puede destacar la de Duriez, para aglomerados bituminosos.

$$\text{Cantidad de ligante} = K \sqrt[5]{\Sigma\, \alpha}$$

Σ = superficie convencional = 0,25 G + 2,3 S + 12 s + 135 f, en metros cuadrados/kilogramos.

G = peso de elementos superiores a 6 mm.

S = peso de elementos comprendidos entre 6 y 0,315 mm.

s = peso de elementos comprendidos entre 0,315 mm. y 0,08 mm.

f = peso de elementos inferiores a 0,08 mm.

k = Módulo de riqueza, con valores de 3,45 a 4,50, según los espesores de película de ligante que deban emplearse.

α = Coeficiente corrector que tiene en cuenta la densidad de los áridos igual a:

$$\frac{2{,}65}{\text{Densidad del árido}}$$

Una laguna en la fórmula anterior radica en el hecho de no tener en cuenta la superficie específica del filler, que puede variar entre un gran intervalo de valores, ni tampoco la absorción.

En otros países, como, por ejemplo, en Bélgica, se han empleado

otras fórmulas para determinar la cantidad de betún, basadas en simplificaciones de la superficie específica teórica:

$$\text{Ligante} = \frac{Fa}{100} + \frac{Sb}{100} + \frac{Pc}{100}$$

Donde:

$F + S + P = 100$.

a = contenido óptimo de ligante para el filler dado por la fórmula.

$$a = \frac{100\,\varepsilon\,\sigma}{\varepsilon\,\sigma + (1 - \varepsilon)\,\rho}$$

b = contenido óptimo de ligante para la arena (5,6 a 6).

c = contenido óptimo de ligante para el árido grueso (4 a 6).

ε = % huecos según B. S.

σ = densidad del ligante.

ρ = densidad del filler.

F = proporción de filler.

S = proporción de arena.

P = proporción de gravilla (retenido tamiz núm. 10).

Un procedimiento indirecto y empírico que determina la dotación de ligante adecuada para una mezcla bituminosa consiste en la aplicación del método del **Equivalente Centrífugo de Keroseno (C. K. E.)**. Se busca calcular la superficie específica del árido mediante factores de superficie específica, tales como los indicados en el cuadro siguiente:

TABLA III

FACTORES DE SUPERFICIE ESPECIFICA (METODO C. K. E.)

TAMAÑO	Factor S. E.
Superior al número 4 (ASTM)	0,4
Entre número 8 y número 4	0,4
Entre número 16 y número 8	0,8
Entre número 30 y número 16	1,6
Entre número 50 y número 30	2,8
Entre número 100 y número 50	6,0
Entre número 200 y número 100	12,0
Menor del número 200	32,0

El cálculo consiste en multiplicar el porcentaje que pasa por cada tamiz por el factor S. E. Sumando los productos anteriores se obtiene la superficie específica del árido.

En este método se tiene presente la absorción y la rugosidad de las superficies minerales de las partículas mediante dos ensayos: uno que se realiza con el árido fino al que se le ha añadido queroseno y centrifugado a continuación; el otro, con el árido grueso empapado en aceite lubricante SAE 10, que se hace secar en parte en estufa a 60° C y se dejar escurrir. Con estos ensayos se determinan los factores siguientes:

kf, factor relativo a la superficie del árido fino que se determina en un ábaco mediante el porcentaje de queroseno retenido, la superficie específica del árido y el porcentaje que pasa por el tamiz número 4.

kg, factor relativo a la superficie del árido grueso que se determina en un ábaco a partir de la absorción de aceite lubricante.

km, que es un factor que resulta de la composición de los factores kf y kg para una combinación de áridos gruesos y finos.

En el último ábaco se determina la proporción óptima de betún teniendo en cuenta los factores anteriores, el peso específico del árido y haciendo correcciones según la viscosidad del ligante empleado. El ensayo está normalizado en España en la norma NLT-164.

7.4.2. **Métodos basados en ensayos mecánicos**

Aparte de los métodos de dosificación anteriores, la mayoría de los que existen en la actualidad se basan en el empleo de diversos ensayos mecánicos, cuyos resultados pueden interpretarse de manera empírica o semiempírica. Estos ensayos suelen definir aproximadamente unas resistencias mecánicas de las mezclas y servir también para controlar su fabricación. Cada ensayo se utiliza enmarcado en un método completo, en el que suelen definirse otras propiedades importantes de la mezcla: densidad, huecos, permeabilidad, etc. Por ello, no deben emplearse, en general, los ensayos aisladamente.

Entre los ensayos mecánicos hay algunos que tienen un cierto fundamento en las propiedades primarias de las mezclas: ensayos de compresión, flexo-tracción, triaxiales. Otros, por el contrario, se han adoptado por sencillez y son difíciles de relacionar con las propiedades elementales de las mezclas. Entre estos últimos se encuentra el conocido ensayo Marshall, Hubbard-Field, Hveem, indentación, etcétera.

Ensayo de compresión simple.—Es uno de los ensayos más clásico y sencillo, con todos los materiales que se emplean en la construcción. En caso de materiales isótropos, homogéneos y elásticos o viscoelásticos, la caracterización que se consigue con los ensayos de compresión simple es muy buena.

Para mezclas bituminosas se han normalizado varios tipos de ensayos de compresión. El Road Research Laboratory emplea uno sobre probetas cilíndricas de altura doble de su diámetro (15 × 7,5 centímetros), que rompe a una velocidad de 0,125 centímetros por minuto. Esta última velocidad de deformación puede variarse, y sobre un gráfico presión-deformación estudiar la reología de las mezclas, a partir de la forma de las curvas obtenidas. Variando los contenidos de ligante pueden llegarse a obtener las resistencias y deformaciones óptimas para cada caso.

Más elemental es el ensayo de **inmersión-compresión** (NLT-162), que emplea probetas cilíndricas de 10 × 10 centímetros que no sólo se rompen en seco parte de ellas, sino después de estar otras sumergidas cuatro días en un baño de agua a 49° C. Las probetas se compactan en una prensa mediante la aplicación de un carga en un émbolo de 17 toneladas y se rompen con una velocidad de deformación fija (0,2"/minuto) a una temperatura de 25° C. Es un ensayo muy útil para estudiar el efecto del agua sobre la resistencia de las mezclas bituminosas, y por ello se elige el contenido óptimo de ligante para que la resistencia después de inmersión sea superior a una cierta proporción de la resistencia en seco (75 por 100 generalmente). También mediante este ensayo se pone de manifiesto la utilidad del uso de activantes en muchos casos o la necesidad de cambiar de tipo de filler. Resistencias de 1.500 a 3.000 kilos son normales a obtener, en seco, en el ensayo de inmersión-compresión. También debe estudiarse la variación de la densidad con el contenido de ligante y los huecos de la mezcla. Este ensayo se emplea también para dosificar las mezclas del tipo grava-emulsión.

Otro método, basado en ensayos de compresión simple, es el usado en Francia con el nombre de método Duriez. En él se trabaja con probetas cilíndricas de ocho centímetros de diámetro y 10 centímetros de altura (para usar áridos de mayores dimensiones se han ampliado las probetas de 12 × 15). Las probetas se compactan en prensa (120 kg/cm^2 de presión) y se rompen unas en seco (mantenidas a temperatura fija, 18° C) y otras después de un proceso que comprende la aplicación de un vacío parcial a la probeta y un período de inmersión en agua. El método, aunque completo, es lento y complejo, obteniéndose como resultado los datos siguientes: contenidos en huecos de las probetas, densidad, resistencia a la rotura en seco y resistencia después de inmersión.

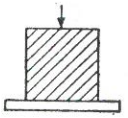
Los **Ensayos de Tracción** suelen hacerse de manera indirecta mediante la rotura o deformación de probetas de mezclas bituminosas

TABLA IV

RESUMEN DE LOS METODOS MECANICOS PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO DE LIGANTE

A VELOCIDAD CONSTANTE

COMP. SIMPLE

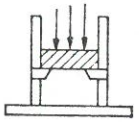


Velocidad: 0,2''/min.
Probetas: 4 × 4''
Temper.: 25° C
Compact.: Doble émbolo 17 toneladas

MARSHALL

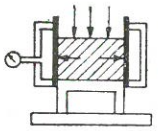
Velocidad: 2''/min.
Probetas: 4 × 2 ½''
Temper.: 60° C
Compact.: Maza (10 lb.) y 50 - 75 golpes p.c.c.

HUBBARD - FIELD



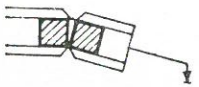
Velocidad: 2,4''/min.
Probetas: 2 × 1 y 6 × 3''
Temper.: 60° C
Compact.: Doble émbolo ≈ 4.500 kg.

HVEEM (Estabilómetro)



Velocidad: 0,05''/min.
Probetas: 4 × 2 ½''
Temper.: 60° C
Compact.: Knending 150 golpes de 500 lb/in²

(Cohesiómetro)

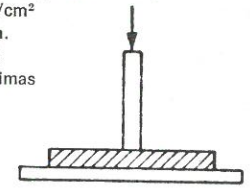


Temper.: 60° C
Probetas: 4 × 2 ½''
Carga: variable

A CARGA CONSTANTE

INDENTACION

Número de dureza (período corto)
Carga: 100 kg/cm²
Tiempo: 1 min.
Temper.: 25° C
Unidades: Décimas de mm.

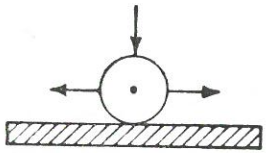


Broome (período largo)

Carga: variable de 15 a 100 kg.
Tiempo: variable
Temper.: variable

PISTA (Road Research Laboratory)

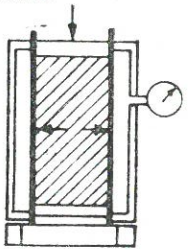
Carga: 5,7 kg/cm²
Tiempo: variable (24 h.)
Temper.: 40° C
Probetas: 12 × 4 × 1''
Aplicaciones: 50 pasadas por minuto



TRIAXIAL

SMITH

Sistema: Cerrado
Probetas: 4 × 8''
Temper.: 25° C
Compact.: Doble émbolo 13 t.
Carga vertical: 100 a 800 kg.
Presión lateral: variable



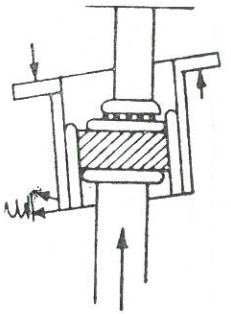
CARPENTER

Sistema: abierto
Probetas: ≈ 4 × 8''
Temper.: 25° C
Compact.: Doble émbolo
Carga vertical: Hasta rotura
Presión lateral: Constante

MAQUINA GIRATORIA

USA (Texas)

Probetas: 4 × 2 ½''
Temper.: variable
Compact.: variable según intensidad tráfico.
(Carga total, número de aplicaciones y ángulo de giro.)



a flexo-tracción. En general, no hay ensayos sencillos normalizados para dosificación y control, salvo el del cohesiómetro de Hveem, del que se tratará más tarde. Sí se han utilizado, sin embargo, con abundancia estos ensayos en trabajos de experimentación con probetas sometidas a flexión o a tracción en una sola solicitación o en cargas repetidas.

Los **Ensayos Triaxiales** con mezclas bituminosas son muy interesantes por la gran información que pueden proporcionar y por la semejanza de las solicitaciones del ensayo con las que muchas veces tiene el material en el firme. La complejidad del ensayo ha hecho, sin embargo, que, en general, sólo se use para trabajos de investigación o para dosificaciones delicadas. Es especialmente importante para mezclas semiabiertas usadas para bases, a las que generalmente no se les pueden aplicar otros ensayos. En los últimos años se ha generalizado el empleo de triaxiales rápidos y con cargas repetidas en muchos centros de investigación americanos y europeos. Mediante ellos, no sólo se define una cohesión y un ángulo de rozamiento interno de la mezcla, sino la influencia del número de cargas, su velocidad de aplicación, la fatiga, etc.

Con aparatos triaxiales de tipo «clásico» (los usados en suelos, bien con sistema cerrado o abierto) existen dos ensayos normalizados para mezclas bituminosas: el triaxial de Smith y el de Carpenter.

El primero es de sistema cerrado. Se hace sobre una probeta de 4" × 8" (tabla IV) a una temperatura de 25° C. La compactación de la probeta se hace aplicando una carga de 13 toneladas mediante un émbolo. Este sistema de compactación es poco eficaz en cuanto a homogeneidad de densidad se refiere, debido a la altura de las probetas (20 centímetros). Por ello se tiende a reforzar el efecto del doble émbolo con vibración en la zona central de la probeta. En el ensayo las presiones verticales en el aparato se dan por incrementos sucesivos, de forma que los asientos sean menores de 0,025 milímetros por minuto. Se dibuja la curva, presión vertical-presión horizontal (fig. 7.16), determinándose seguidamente el ángulo de rozamiento interno y la cohesión, ya que éstos vienen dados por las fórmulas:

$$\frac{a}{b} = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

(Fig. 7.16.)

$$OD = 2c \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

El Instituto del Asfalto (Smith) recomienda valores mínimos para

la cohesión y el rozamiento interno, según un diagrama representado en la figura 7.17. Estos mínimos resultan excesivamente tolerantes según la experiencia actual. Otros autores exigen condiciones diferentes. En la figura indicada se recogen los límites que varios autores

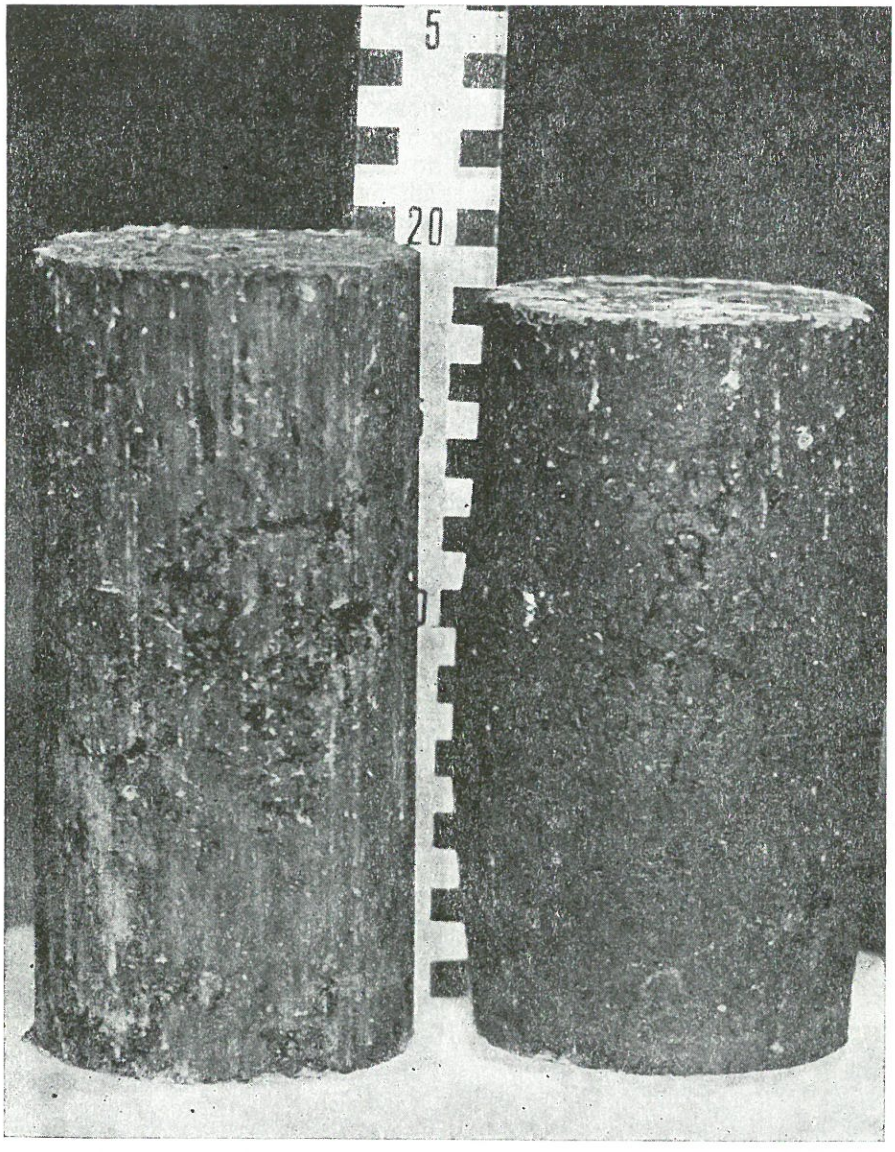


Fig. 7.15.

Probetas utilizadas en el ensayo triaxial (antes y después del ensayo).

recomiendan según las solicitaciones a que se verán sometidas las mezclas y el confinamiento lateral (*).

El triaxial de Carpenter, menos usado en la actualidad, utiliza probetas análogas y llega en la aplicación de carga vertical hasta la rotura, ya que la presión horizontal permanece constante.

Una evolución de los ensayos triaxiales habituales lo constituye el «estabilómetro de Hveem», en la cual la probeta tiene altura menor y la carga se aplica de manera más rápida. El método completo se describirá en párrafos sucesivos.

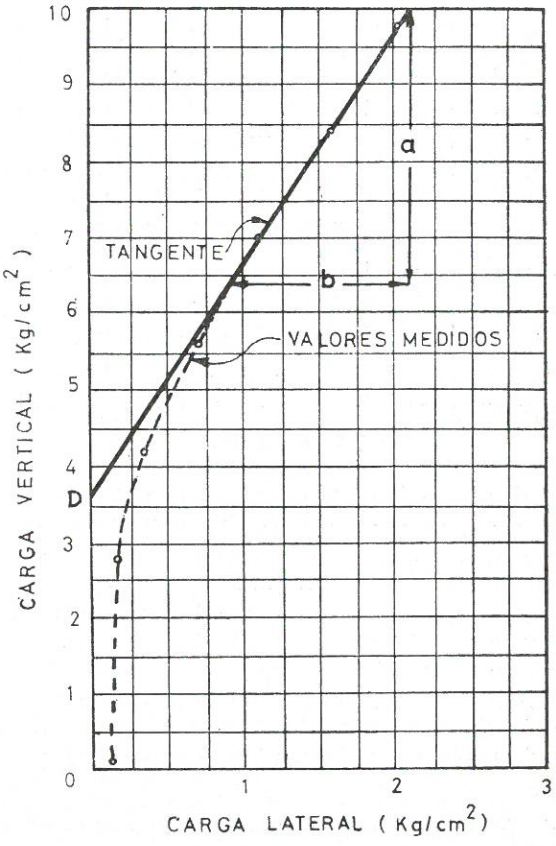


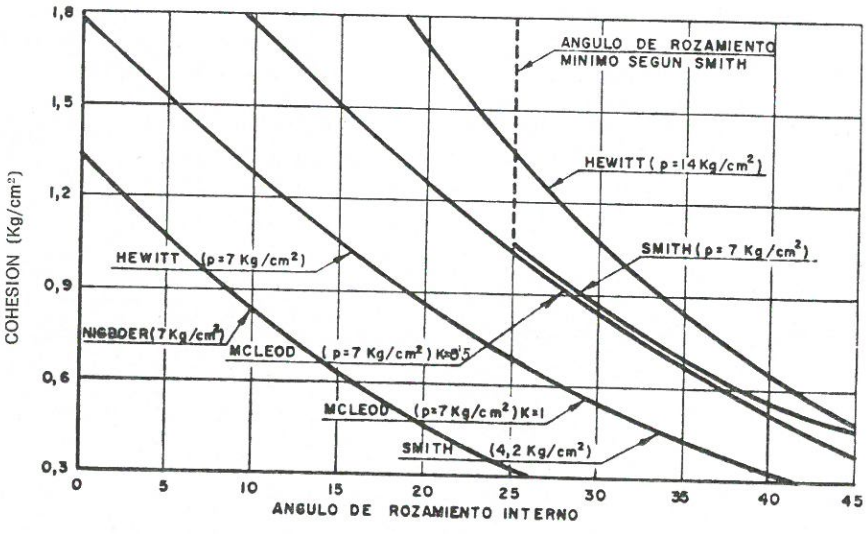
Fig. 7.16.

Curva obtenida en el ensayo triaxial (sistema cerrado Smith).

(*) El grado de confinamiento lateral se valora por una constante K, que varía de 0 a 1, según dicho grado sea menor o mayor.

De los métodos de dosificación y control basados en ensayos completamente empíricos, el más utilizado es el Marshall. Se debe este método al Corps of Engineers, de EE. UU.

Método Marshall.—Se basa en la rotura a compresión diametral de probetas cilíndricas de 10 cm. de diámetro por 6,35 cm. de altura. La velocidad de deformación es constante (dos pulgadas/minuto) (figura 7.18).



P — Presión de contacto.

K — Constante relativa al grado de confinamiento lateral.

Fig. 7.17.

Curvas límites para la estabilidad de las mezclas sometidas a presiones estáticas.

Una vez envuelta la mezcla caliente (125°) se compacta en un molde por la acción de un pisón (4,536 kg.), que cae desde una altura de 0,457 m. y da un número determinado de golpes (50 ó 75 generalmente).

Después de fabricadas y frías las probetas obtenidas se pesan en seco, sumergidas, y saturadas con superficie seca, para hallar la densidad. Con la densidad y los pesos específicos de los componentes (ligante y árido) de la mezcla se calcula el porcentaje de huecos de la mezcla, el porcentaje de huecos rellenos de betún y el porcentaje de huecos en áridos.

Antes de romper la probeta se mantiene en un baño a 60° C du-

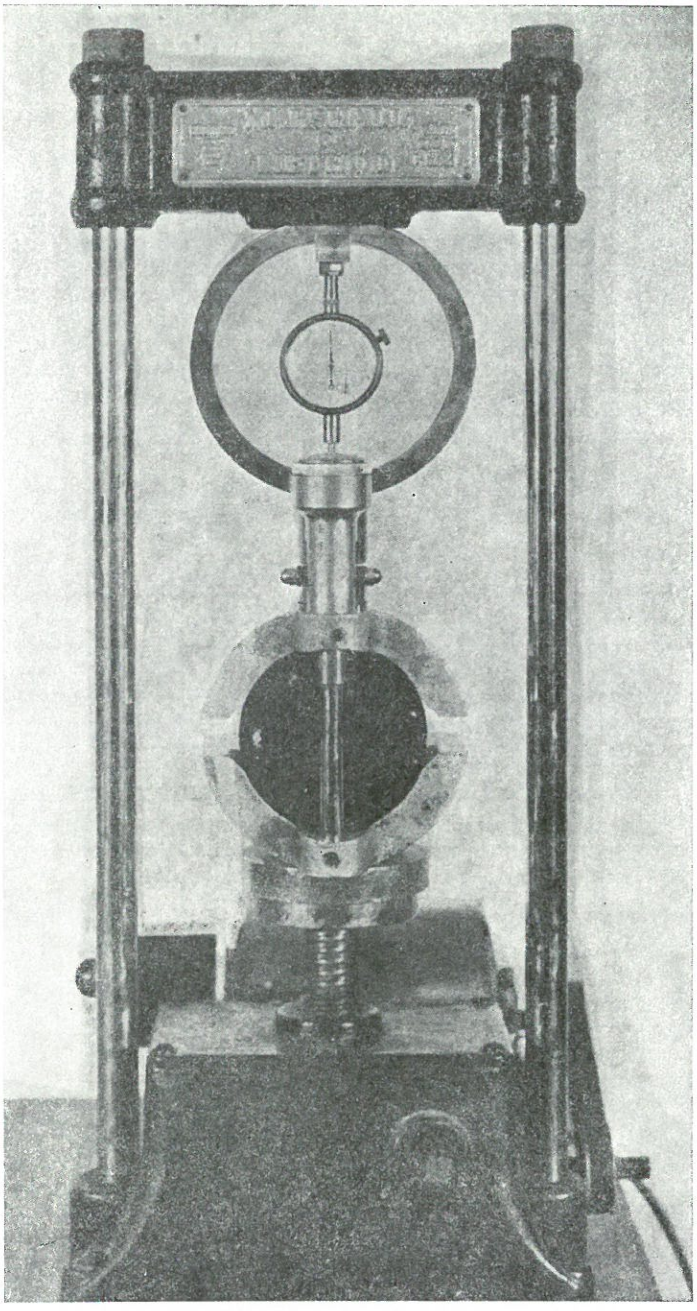


Fig. 7.18.

Prensa para el ensayo Marshall.

rante veinte minutos. El ensayo completo se realiza con probetas con diferentes contenidos de ligante (generalmente cinco o seis diferentes) y con tres probetas de cada porcentaje de ligante. Los resultados se presentan según los gráficos de la figura 7.19.

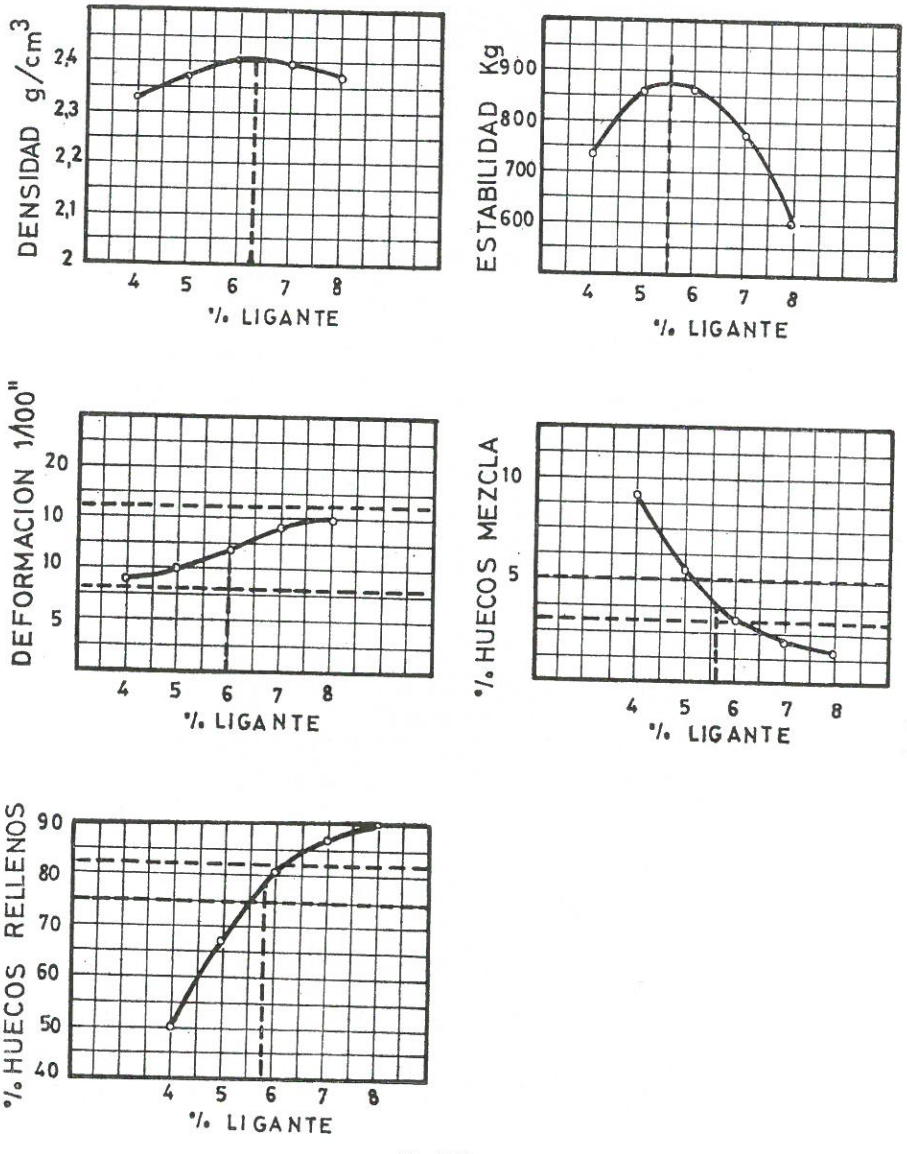


Fig. 7.19.

Representación de las curvas obtenidas del ensayo Marshall.

El segundo de dichos gráficos es la curva estabilidad-contenido de ligante. Por estabilidad se entiende la carga máxima de rotura que se ha registrado al deformar la probeta. Deformación o fluencia es la disminución de diámetro correspondiente a la carga de rotura y su relación con el contenido de ligante está representado en el tercer gráfico. En las prensas modernas suele facilitarse la labor de determinación de la estabilidad y de la deformación mediante el registro continuo de las curvas presión-deformación sobre papel, que puede conservarse. Las otras relaciones que deben tenerse presentes para elegir el contenido óptimo de ligante son las de densidad-porcentaje de betún, porcentaje de huecos de la mezcla-porcentaje de betún, porcentaje de huecos rellenos con betún-porcentaje de betún.

La experiencia ha establecido una serie de requisitos para las mezclas usadas en capas sometidas a tráfico pesado o medio, que sirven para elegir el contenido óptimo en el método Marshall:

TABLA V

REQUISITOS Y PRESCRIPCIONES (D. G. C.) EN EL METODO MARSHALL

CARACTERISTICA	Unidad	TRAFICO PESADO		TRAFICO MEDIO		TRAFICO LIGERO	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Número de golpes en cada capa		75	75	50	50	35	35
Estabilidad	kgf	350	—	225	—	225	—
Deformación	0,01"	8	16	8	18	8	20
Huecos de mezcla							
III al V	%	3	5	3	5	3	5
VI al VIII	%	3	8	3	8	3	8
Capas intermedias o de base	%	3	11	3	11	3	11
Huecos de árido rellenos de ligante							
Capa de rodadura							
III al V	%	75	82	75	85	65	85
IV al VIII	%	65	72	65	75	65	75
Capas intermedias o de base	%	65	72	65	75	65	75
Relación filler/betún en peso		—	1,2	—	1,2	—	1,2

En la actualidad existe una tendencia a modificar los valores anteriores en el siguiente sentido:

1.° Aumentar el mínimo de estabilidad.

2.° Aumentar ligeramente el mínimo de huecos de la mezcla.

3.° Disminuir la deformación máxima.

Partiendo de esos requisitos pueden determinarse en las figuras los intervalos óptimos en el contenido de ligante en cada una de las curvas: estabilidad, densidad, fluencia, huecos, etc. En este punto la experiencia del ingeniero sobre las propiedades deseadas de cada mezcla, según su servicio en la carretera, es fundamental para elegir el contenido más apropiado de ligante. De todas formas, el método Marshall original recomienda que se aplique la regla siguiente para obtener el contenido de ligante en una primera aproximación:

«Se determinan el contenido de betún correspondiente al máximo de estabilidad, a la máxima densidad, a la media del intervalo especificado para el contenido de huecos de la mezcla y a la media del intervalo especificado para los huecos rellenos de betún. El valor medio de los cuatro contenidos de ligante determinados anteriormente es el porcentaje óptimo a elegir» (*), siempre que cumpla las otras limitaciones.

Si la mezcla no se adapta bien a las exigencias planteadas, será necesario realizar nuevos ensayos modificando los áridos, el filler o el ligante.

El ensayo Marshall también se usa con profusión como método de control en obra. De esta forma, para controlar las densidades «in situ», suelen elegirse como patrón la densidad máxima Marshall, y exigir una cierta proporción de la misma en obra (es normal el 95 por 100 para tráfico medio y el 97 ó 98 por 100 para tráfico pesado). Asimismo es habitual comprobar en la obra si se mantienen los valores de la estabilidad, fluencia, huecos, etc. de la mezcla, de acuerdo con los resultados previos de laboratorio.

Es importante insistir de nuevo sobre el empirismo de este ensayo. De esta característica hacen la mayor parte de las críticas existentes sobre el método y el ensayo Marshall.

El método **Hubbard-Field** fue desarrollado por sus autores para estudiar las mezclas finas. Posteriormente se introdujeron modificacio-

---

(*) El criterio anterior es del Us. Corp. of Engeeners. El Instituto del Asfalto establece solamente la media de los contenidos de ligante de la máxima estabilidad, densidad y contenido medio de huecos de la mezcla en el intervalo elegido como válido (3-5).

nes para poder aumentar el tamaño máximo del árido de las mezclas ensayadas. El método original, que es el más empleado, utiliza probetas cilíndricas de 2" de diámetro y 1" de altura, y el método modificado, probetas de 6" de diámetro por 3" de altura. La determinación del contenido óptimo de ligante se hace partiendo de los resultados de la estabilidad y de los huecos o densidad de la mezcla. Igual que el método Marshall, no puede aplicarse a mezclas abiertas.

El procedimiento operatorio consiste en preparar varias probetas con distintos contenidos de ligante. La compactación se realiza inicialmente con un pisón manual y seguidamente con una carga estática en prensa. Una vez preparadas las probetas se las mantiene en un baño a temperatura constante durante una hora al menos, sometiéndoselas a continuación a una presión vertical mediante la acción de una prensa (fig. 7.20).

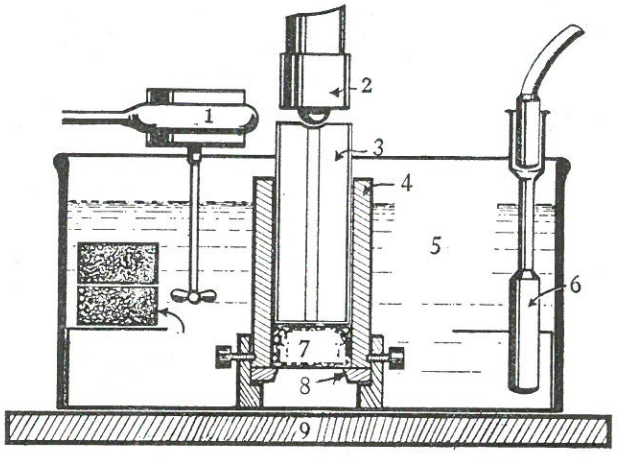


Fig. 7.20.

Esquema del ensayo Hubbard-Field.

1 = Agitador.
2 = Carga.
3 = Pistón.
4 = Molde de ensayo.
5 = Baño de agua.
6 = Calentador.
7 = Probeta.
8 = Anillo.
9 = Plataforma de la máquina.

La probeta está dentro de un molde cilíndrico perfectamente adaptado a la misma, cuya base está abierta en un círculo de diámetro inferior al de la probeta y por el cual se fuerza a pasar por extrusión la mezcla ensayada. La probeta se deforma a velocidad constante

(2,4"/min.). La carga máxima que registra la prensa se denomina estabilidad Hubbard-Field. Este valor depende de la cohesión y del rozamiento interno de la mezcla. La presentación de resultados suele hacerse tal como se indica en la figura 7.21. En las figuras puede verse que existen valores óptimos, claramente definidos, para la estabilidad, densidad y huecos del esqueleto mineral. La experiencia aconseja, con el ensayo normal, exigir un valor de la estabilidad mayor de 1.000 Kg. y un contenido de huecos entre el 2 y el 5 por 100.

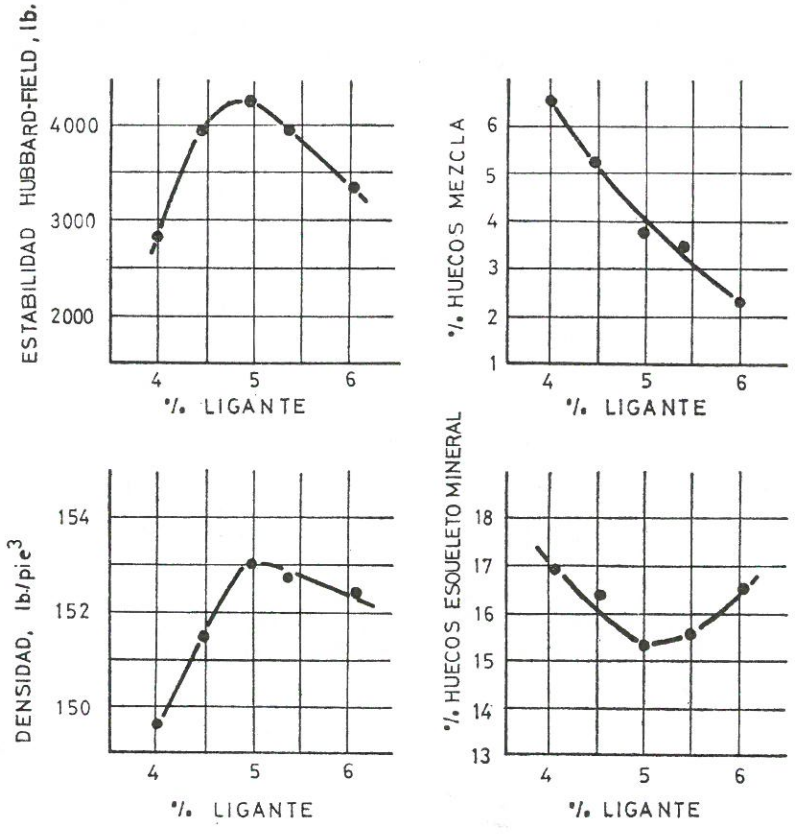


Fig. 7.21.

Para suelos estabilizados con betún o emulsiones se emplea un tipo de probeta distinto de los anteriores. Se trata de probetas cilíndricas de 2" × 2", que se fabrican de forma análoga, tomando precauciones para asegurarse del curado correspondiente (o de la rotura en caso de emulsiones) de la mezcla antes de que la probeta rompa en la prensa. Las estabilidades que se exigen suelen ser menores que en el caso de mezclas en caliente (400 a 800 Kg., según distin-

tas administraciones). Suele completarse el ensayo de estabilidad en «seco» con otros de estabilidad después de varios días de inmersión. (Véase capítulo de estabilizaciones con ligantes bituminosos.)

El método de **Hveem,** empleado en California y en otros estados de los EE. UU., se ha basado en principios claramente racionales, si bien resulta complejo y discutible en muchas ocasiones. No sólo se usa para mezclas bituminosas, sino también para todo tipo de suelos, sirviendo en estos casos para caracterizar su capacidad portante. (En California se usa en lugar del C. B. R.). Esencialmente consiste en el empleo de un ensayo triaxial, modificado y de aplicación rápida de carga (estabilómetro) (fig. 7.22), y de un ensayo de tracción para los materiales con cohesión (cohesiómetro). Se suele completar el método con un ensayo de susceptibilidad al vapor de agua de las probetas.

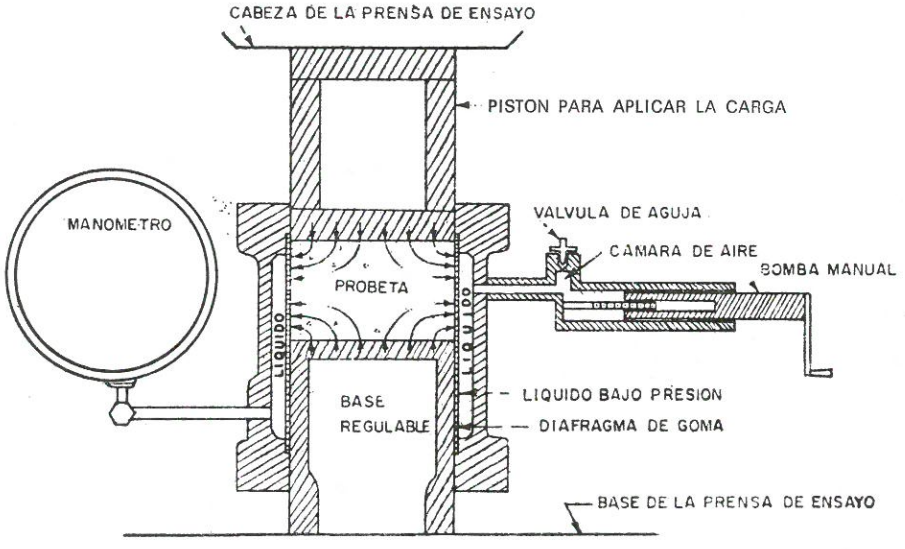


Fig. 7.22.

Esquema del estabilómetro.

Las probetas utilizadas en el estabilómetro y en el cohesiómetro son cilíndricas de 4" de diámetro por 2,5" de altura, compactadas en una máquina especial mediante un determinado número de golpes. La compactación se completa mediante la aplicación de una carga estática determinada. Se determina durante el ensayo la presión lateral (P_h) para valores sucesivos de la carga axial hasta llegar a 5.000 libras. Después se reduce la carga axial a 1.000 libras y se mide el número de vueltas de la bomba necesarias para alcanzar la presión

lateral a 100 psi (7 kg/cm^2). De esta forma se determina la estabilidad relativa (tanto por ciento) S.

$$S = \frac{100\ (P_v - P_h)}{P_v - P_h\ (1\ D_2/0{,}222)}$$

P_v y P_h = Presiones vertical y horizontal.

D_2 = Número de vueltas indicado anteriormente.

El significado de esta relación es que, cuanto mayor resulta la presión lateral transmitida, menor es la estabilidad de la probeta. Las mezclas bituminosas normales tienen los valores de S comprendidos entre 20 y 40.

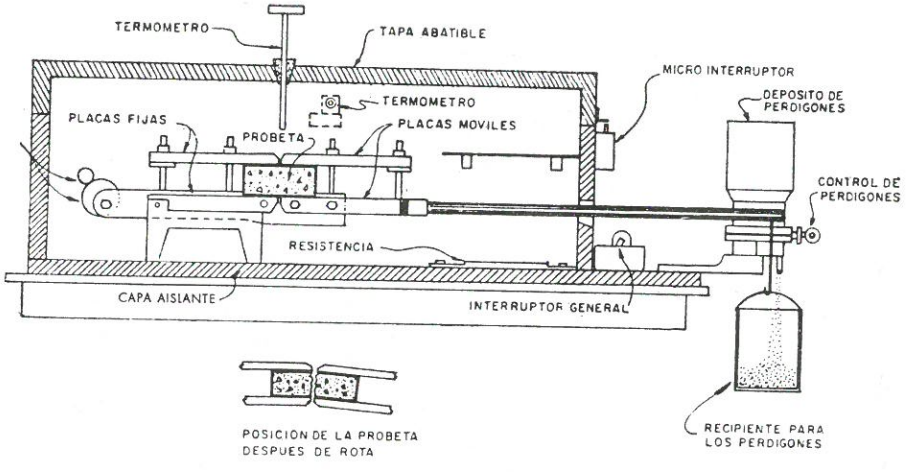


Fig. 7.23.

Cohesiómetro Hveem.

Este ensayo se completa con otro de tracción que se realiza en el cohesiómetro de Hveem (fig. 7.23). Este aparato consta en esencia de un brazo de palanca, en cuyo extremo hay un recipiente, al que caen bolas de plomo hasta la rotura de la probeta. Con el peso de las bolas y la longitud del brazo se obtiene una medida del valor de la resistencia a la tracción de la probeta.

El valor de la cohesión viene dado por:

$$C = \frac{P}{0{,}80\ H + 0{,}178\ H^2}$$

C = valor obtenido en el cohesiómetro en gr. por 3" de ancho corregido para 3" de alto.

P = peso en gr. para causar la rotura.

H = altura de la probeta en pulgadas.

En el método Hveem se mide también el entumecimiento de la probeta (aumento de volumen por inmersión en agua). En el ensayo se da la lectura inicial y la lectura después de una inmersión de veinticuatro horas. El entumecimiento es la diferencia de las dos lecturas.

Los valores mínimos recomendados por Hveem son:

TIPO DE TRAFICO	Pesado	Medio	Ligero
Valor del estabilómetro	37	35	30
Valor del cohesiómetro	50	50	50
Entumecimiento	Menos de 0,76 mm.		

Los **ensayos de indentación** a presión constante se aplican, sobre todo, para dosificar y caracterizar los mástic asfálticos. Consisten esencialmente en aplicar una varilla cilíndrica cargada, sobre la superficie de una muestra de mezcla, a temperatura fija, durante un tiempo determinado. El resultado se obtiene midiendo la profundidad de la huella producida. Existen variantes de este ensayo según los países: Gran Bretaña, Alemania, Holanda, etc. En Gran Bretaña la norma B. S. 1076 sirve para realizar este ensayo definiendo el resultado o «número de dureza» como la profundidad de la huella en la mezcla, obtenida en centésimas de centímetro, con una muestra a 25° C, sobre la que descansa una varilla de 6,35 mm. de diámetro, cargada con 31,7 Kg. durante sesenta segundos.

7.4.3. **Otros ensayos mecánicos**

Aparte de los ensayos descritos en el apartado precedente, existe gran número de ellos con extensión diferente, fundados en distintos principios y encaminados a caracterizar las mezclas desde varios puntos de vista. Vamos a enumerar algunos de ellos:

Ensayos en pista (fig. 7.24). Existen pequeñas máquinas (pistas) de laboratorio que estudian la evolución de probetas sumergidas en un

baño de agua a temperatura constante, sobre las que pasa una rueda cargada de pequeñas dimensiones. Generalmente, se determina, como dato importante, la profundidad de la huella producida en un tiempo dado. También se emplean estas máquinas fundamentalmente en mezclas abiertas para estudiar la susceptibilidad al fenómeno de desplazamiento por el agua, que se pone de manifiesto por erosiones superficiales, gravillas descubiertas o deformación excesiva.

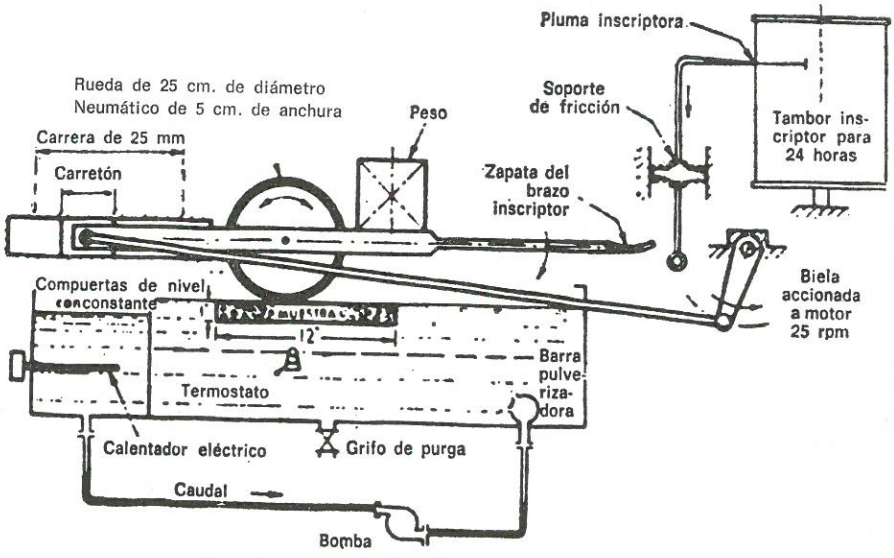


Fig. 7.24.

Ensayo en pista con inmersión. Esquema general del aparato.

Aparte de estas máquinas de laboratorio existen pistas con grandes dimensiones, que llegan a reproducir bastante fielmente las condiciones de los firmes frente al tráfico real. Las más usadas son de tipo circular.

Para estudiar los procesos de densificación de las mezclas bituminosas se ha puesto a punto en los EE. UU. un sistema de compactación de probetas tipo Marshall mediante una máquina giratoria (Giratory Testing Machine). Consta, en esencia, de dos pistones. El superior es fijo, mientras que el inferior está accionado por un sistema hidráulico que aplica una carga variable. Durante el ensayo la probeta tiene una inclinación (ángulo giratorio) que se obtiene por medio de dos rodillos que giran alrededor de su eje vertical, produciendo una compactación por amasado de la probeta.

Con este ensayo mecánico se puede estudiar:

— La dosificación de una mezcla bituminosa.

— La deformación plástica en función de las variables que se miden en el aparato (ángulo giratorio, presión del rodillo, número de vueltas y temperatura).

Ensayos dinámicos: Son los que tendrán más interés en un futuro inmediato. Se pueden distinguir dos tipos fundamentales: los que se basan en aplicaciones de carga, de duración análoga a las que pueden esperarse en la carretera (de 0,1 a un segundo, o incluso mayores), y los que emplean cargas más rápidas.

Dentro de los primeros son interesantes los ensayos triaxiales, los de compresión simple y los de flexotracción con cargas repetidas y transitorias. En ellos se determina normalmente una respuesta del material ante una solicitación precisa, sin llegar en general a la rotura. De esta forma pueden definirse módulos de rigidez, deformaciones totales y remanentes, resistencia a la fatiga, etc.

Con solicitaciones más rápidas y sistemas electrónicos de captación de deformaciones o tensiones se ha trabajado con probetas de mezcla asfáltica, con formas de viga o de ménsula, determinando también módulos de deformación, evolución de deformaciones, etc. (figuras 7.25 y 7.26).

Por último, los ensayos sónicos, basados en la propagación de ondas dentro de la mezcla bituminosa, siguen teniendo un uso limitado debido a la gran anisotropía del material.

Como observación final, relativa a todos los ensayos descritos, es importante señalar que con grandes tamaños de partículas son difícilmente aplicables los procedimientos descritos en todo este capítulo. Se suele proceder entonces sustituyendo las gravillas de tamaño excesivo, no compatibles con las dimensiones normalizadas de las probetas, por otras menores que posean la misma superficie específica. La idoneidad del procedimiento dista de ser satisfactoria y los resultados hay que analizarlos siempre con precaución, teniendo en cuenta las correcciones de tamaño efectuadas.

7.5. FABRICACION Y PUESTA EN OBRA DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

Pueden utilizarse distintos tipos de maquinaria de fabricación y puesta en obra, según el tipo de mezcla de que se trate y las características de la obra. Seguidamente se reseñarán los métodos y sistemas de mayor a menor complejidad.

7.5.1. **Plantas asfálticas en caliente para aglomerados**

Las plantas asfálticas y los acopios de áridos se sitúan general-

mente en zonas de fácil acceso de camiones y con espacio suficiente para las maniobras y estacionamiento de los mismos.

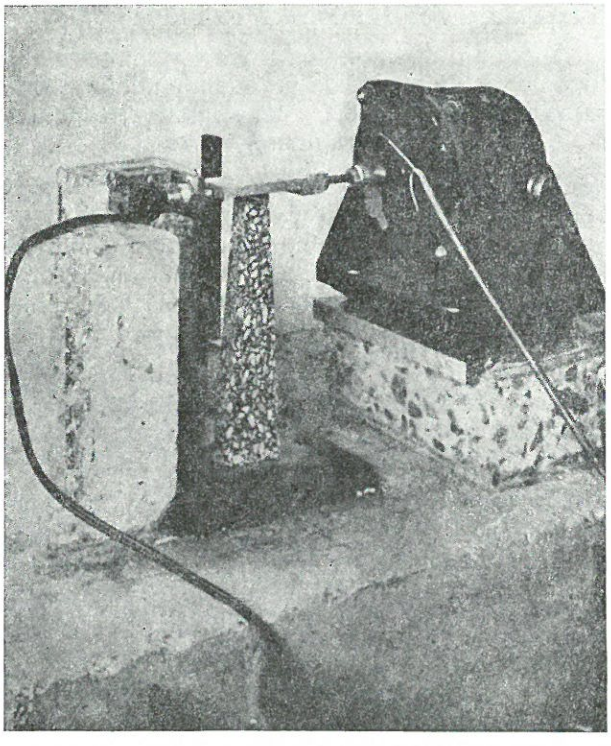


Fig. 7.25.

Montaje de una probeta trapezoidal sometida a un ensayo de vibración en flexión.

Los acopios de los áridos se clasifican, generalmente, por tamaños, separándolos de tal manera que no haya contaminaciones. Son clásicas las distribuciones en abanico, o en compartimentos paralelos, para plantas asfálticas móviles, y los silos de almacenamiento para plantas fijas y urbanas.

Para evitar segregaciones se suele acotar la altura máxima de los acopios, aunque la altura de 1,5 m. que recomienda la Dirección General de Carreteras parece, a todas luces, pequeña. La uniformidad y homogeneidad de los acopios se comprueba antes de empezar la fabricación y periódicamente. Es una regla de buena práctica exigir antes de comenzar la obra, que existan acopios suficientes para prevenir cualquier falta o cualquier irregularidad de calidad en los nuevos envíos.

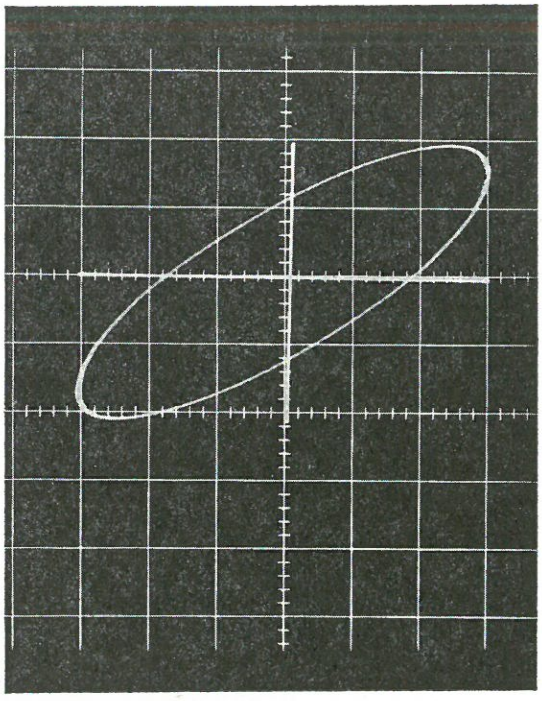


Fig. 7.26.

Elipse de Lissajous de la vibración sinusoidal de una mezcla (desplazamiento en función de la fuerza aplicada).

El suministro de áridos a las tolvas primarias de la planta, se hace con la pala cargadora y tamaño a tamaño.

Las plantas en caliente modernas, constan de los siguientes elementos (Figs. 7.27. y 7.28.).

1.°—Tolvas de alimentación con sistema dosificador volumétrico de los áridos en frío, y conjunto de cintas transportadoras.

2.°—Secador de los áridos, que recibe los áridos desde los dosificadores primarios anteriores.

3.°—Colector para extraer el polvo desde el secador.

4.°—Instalación de cribado y clasificación de los áridos en caliente.

5.°—Silos de almacenamiento de los áridos clasificados en caliente.

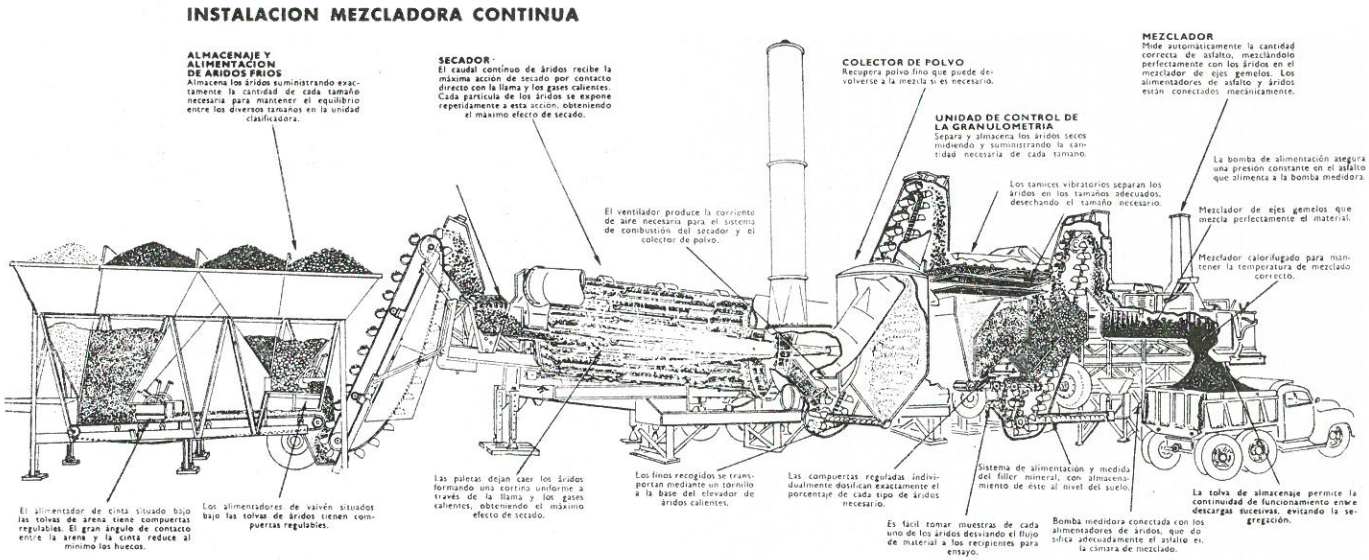


Fig. 7.27.

(«Manual del Asfalto».)

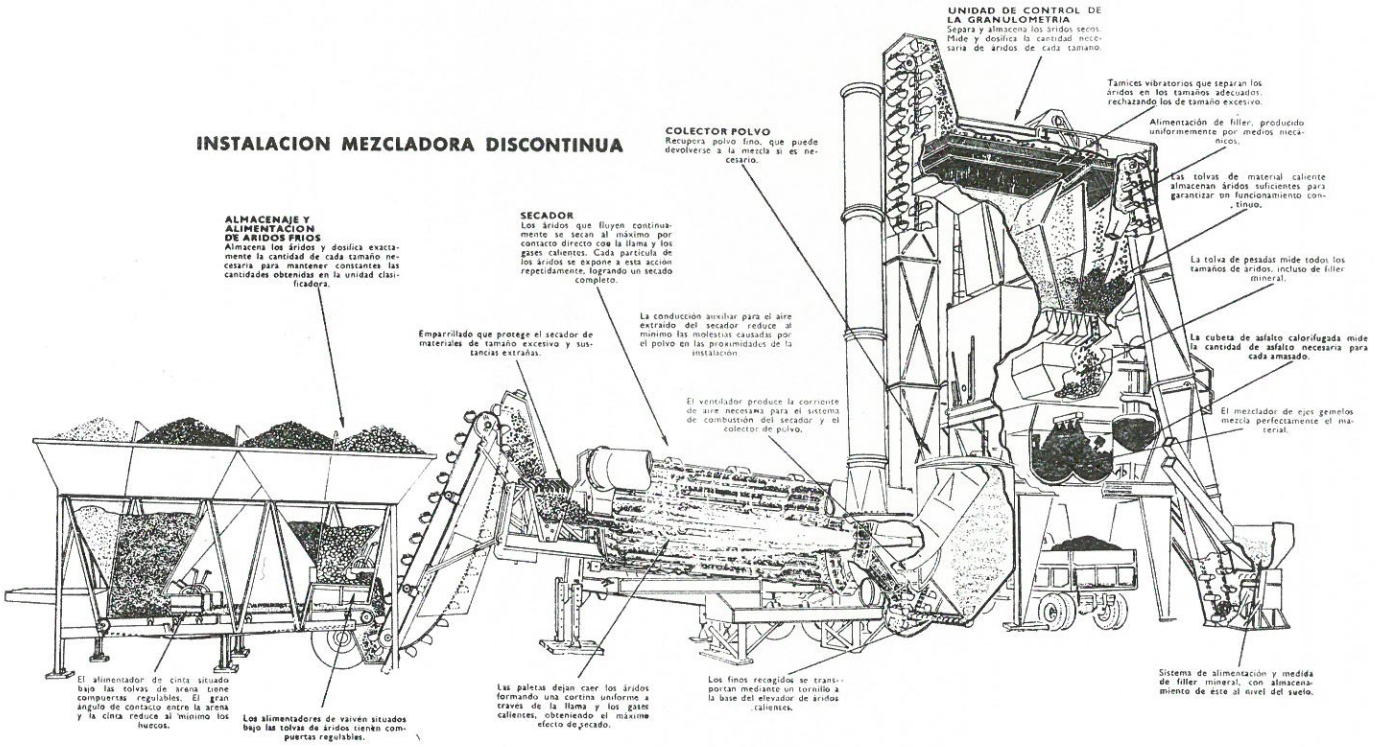


Fig. 7.28.

(«Manual del Asfalto».)

6.°—Sistema de alimentación del filler.

7.°—Sistema de almacenamiento, calefacción y alimentación del ligante bituminoso.

8.°—Sistema de dosificación de los áridos, filler y ligante bituminoso.

9.°—Mezclador.

10.°—Sistemas de almacenamiento y descarga sobre camión de la mezcla.

Para que la planta funcione sin interrupciones, ni problemas, y para que las amasadas sean homogéneas, es muy importante que la dosificación primaria o en frío, esté correctamente ajustada. El tarado previo sirve para regular, con las aberturas de las tolvas, los caudales de cada árido. El colector de polvo que extrae el filler del secador sirve o bien para eliminar el polvo de mala calidad, o si éste es admisible y siempre con precaución, para obtener «filler de recuperación» que

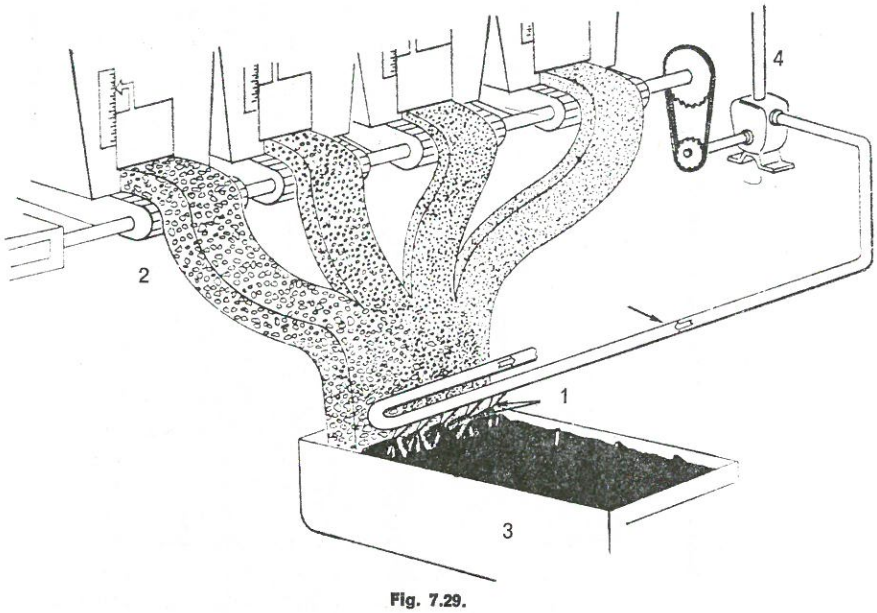


Fig. 7.29.

Esquema de un mezclador continuo.

1. Pulverizadores de ligante.
2. Dosificadores continuos de árido.
3. Mezclador.
4. Bomba dosificadora sincronizada con los alimentadores de áridos.

se puede utilizar en la misma mezcla. Con el cribado en caliente se vuelve a tener un conjunto de áridos clasificados por tamaños de manera estricta, que posteriormente caen sobre una balanza que va pesando la cantidad precisa de cada tamaño (plantas discontinuas) antes de pasar al mezclador, o bien los áridos se dosifican por caudales volumétricos o ponderales continuos pasando el caudal total a la mezcladora (plantas continuas) (Fig. 7.29.). El filler, generalmente frío y proveniente de los silos apropiados, es la última fracción del árido in-

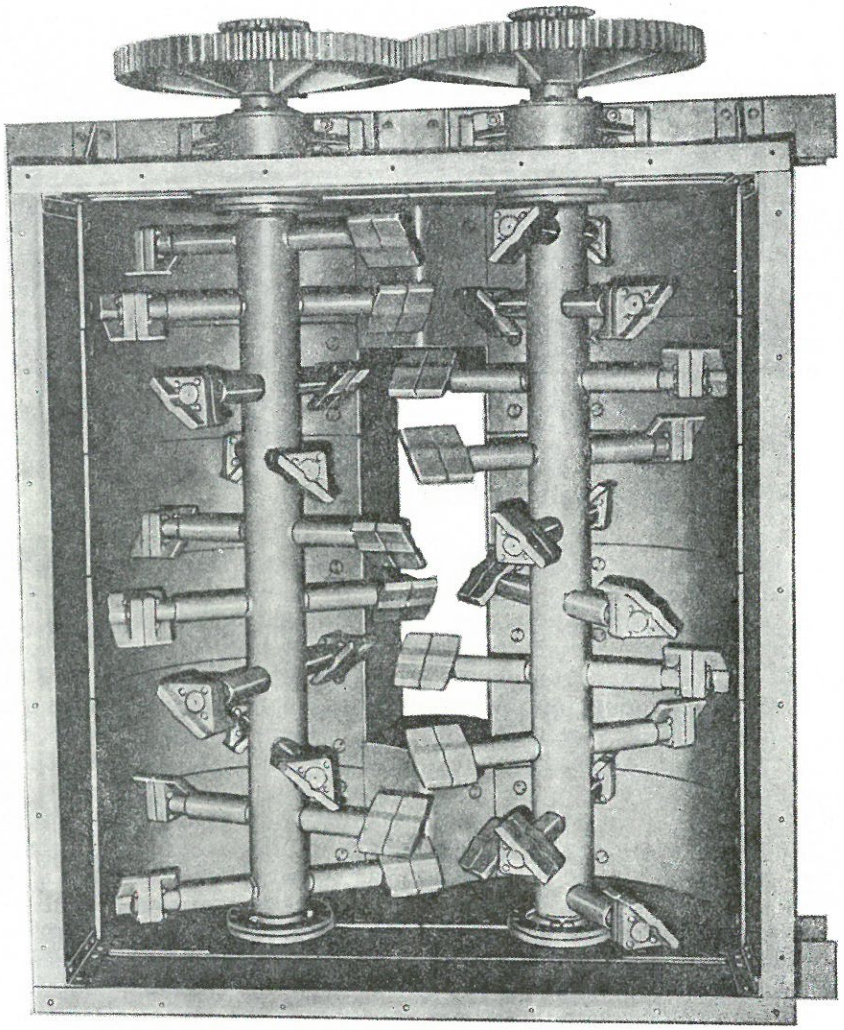


Fig. 7.30.

Mezclador de dos ejes paralelos. (Manual del Asfalto.)

corporado al mezclador. El ligante, a la temperatura adecuada, se aporta, bien pesando la proporción correspondiente a cada amasada (plantas discontinuas). A veces existen también bombas auxiliares para incorporar activantes y otros aditivos.

Las mezcladoras son de distintos tipos. Las más frecuentes están constituidas por dos ejes paralelos con paletas para amasar la mezcla (Fig. 7.30.). En algunos sistemas patentados (sistema «impact») se pulveriza el ligante a alta presión sobre una mezcladora hermética. Las plantas continuas suelen tener mezcladoras también de dos brazos paralelos que mediante paletas hacen avanzar la mezcla en sentido paralelo a los ejes de los brazos.

La mezcla fabricada se deposita en caliente en una tolva, que vierte a los camiones de obra. En algunos casos se han empleado silos calorifugados y con calefacción, que pueden almacenar cantidades grandes de mezcla durante varias horas e incluso días. A veces, existe peligro de segregación del ligante en estos silos durante almacenamientos prolongados.

En general, todas las operaciones reseñadas exigen un tarado previo y control periódico durante la fabricación. Se pueden operar manualmente las plantas, o, más modernamente, con programas automáticos mediante dispositivos electrónicos.

7.5.2. **Hornos para asfalto fundido**

La fabricación de mezclas tipo mástic, exige maquinaria especial. Tan sólo algunos tipos de asfaltos fundidos pueden fabricarse en plantas asfálticas discontinuas, como las indicadas anteriormente, aunque para ello suele ser necesario calentar el filler y utilizar dispositivos de mezcla especiales. Los hornos de asfalto fundido (Fig. 7.31.) mezclan los componentes íntimamente mediante un proceso de amasado a altas temperaturas, que dura un tiempo considerable. La mezcla se vierte en calderas montadas sobre camiones (locomóviles), que son capaces de mantener la temperatura, debido a su calorifugado y a la utilización de un quemador auxiliar, mientras por un sistema de agitación continuo se la sigue amasando. Este sistema de transporte hay que utilizarlo incluso con los asfaltos fundidos que se fabrican en plantas de aglomerado, ya que estas mezclas no pueden transportarse en camiones normales, tanto por su escaso rozamiento interno a altas temperaturas, como para prevenir enfriamientos localizados, que harían inmanejable el material. La masa caliente sale de las locomóviles por una compuerta y se vierte por una canaleta hasta máquinas extendedoras especiales, o sobre calderos para su extensión manual.

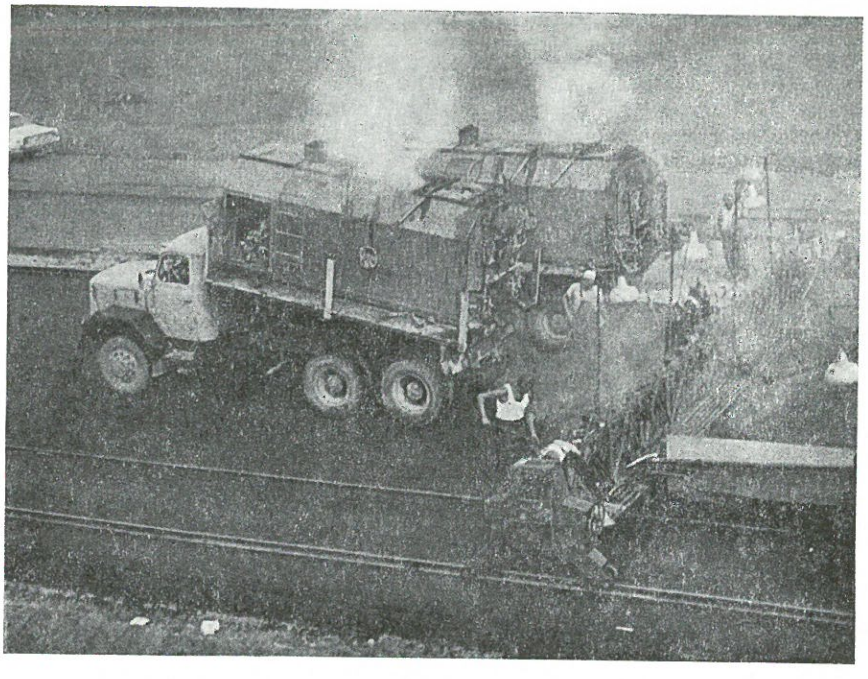


Fig. 7.31.

Extensión por medios mecánicos de asfalto fundido.

7.5.3. **Mezcladoras continuas fijas y móviles**

Para algunas mezclas especiales, tales como los aglomerados en frío, las mezclas grava-emulsión, las lechadas bituminosas, etc., se utiliza maquinaria más simple que la indicada anteriormente. En general, no hay que calentar los áridos y la dosificación suele ser volumétrica, empleando además, algunas veces el árido de tamaño único. En estas condiciones, las mezcladoras dosifican el ligante, que la mayor parte de las veces es emulsión, mediante el empleo de una bomba de paletas o engranajes y un contador de vueltas o un manómetro; y el árido mediante la regulación de la apertura de la tolva o las tolvas correspondientes.

Algunas de estas mezcladoras son móviles y sirven para extender también la mezcla. Los dispositivos de que constan son los siguientes:

1.°—Sistema de recepción y transporte de árido.

2.°—Mezcladora continua.

3.°—Depósitos con bombas de ligante, agua y a veces de aditivos.

4.°—Sistema de extensión y distribución de la mezcla.

5.°—Motores para la tracción de la máquina y las operaciones de mezcla y extensión.

Un caso especial son las máquinas para fabricación y extensión de lechadas bituminosas (slurry Seal) (Fig. 6.9.) que van montadas sobre un camión corriente. Las mezcladoras suelen ser de tipo helicoidal, ya que son materiales finos los que se mezclan, y aparte de la tolva general del árido, constan de depósitos de emulsión, agua, aditivos y filler, con sus dispositivos dosificadores.

Una variación interesante de las máquinas móviles, la constituyen las máquinas para estabilización de suelos y otros materiales locales, con ligantes bituminosos.

7.5.4. **Puesta en obra**

La puesta en obra de las mezclas bituminosas tipo aglomerado, comprende tres etapas:

1.° Transporte a obra por medio de camiones-volquete.

2.° Extensión.

3.° Compactación.

La mezcla debe llegar a obra a una temperatura tal, que las operaciones de extensión y compactación puedan realizarse de forma adecuada con la maquinaria disponible. Por ello, suelen controlarse las temperaturas de la mezcla, a la salida de la planta y a la llegada a obra. En mal tiempo, se cubre el aglomerado de los camiones con lonas o esteras.

La **extensión** suele hacerse con máquinas especiales que se llaman «extendedoras» (Fig. 7.32.). A veces se han utilizado también motoniveladoras o carros repartidores.

Las extendedoras no solamente distribuyen la mezcla en capas de espesores uniformes, sino que le dan un cierto grado de compactación, que en algunas máquinas modernas llega a ser muy elevado. Incluso se prevé que en un futuro próximo se podrá prescindir casi completamente de los rodillos compactadores, haciendo descansar, prácticamente, toda la labor de la compactación en la extendedora.

La mayoría de las extendedoras constan de dos partes: el vehículo tractor y el dispositivo de extensión y eventual compactación de la mezcla. El vehículo tractor va dotado de orugas o neumáticos, el bas-

Fig. 7.32.

Extendedora de mezcla bituminosa.

tidor y la tolva de recepción de mezcla, desde la que, por diversos dispositivos, se transporta la mezcla al distribuidor que está en la parte posterior. La distribución transversal de la mezcla suele conseguirse mediante un husillo helicoidal que hace que la mezcla tenga un espesor constante a lo largo de todo el enrasador y la maestra. Este nivel o altura de la mezcla en el husillo tiene gran importancia para la extensión correcta de la misma (Fig. 7.33.).

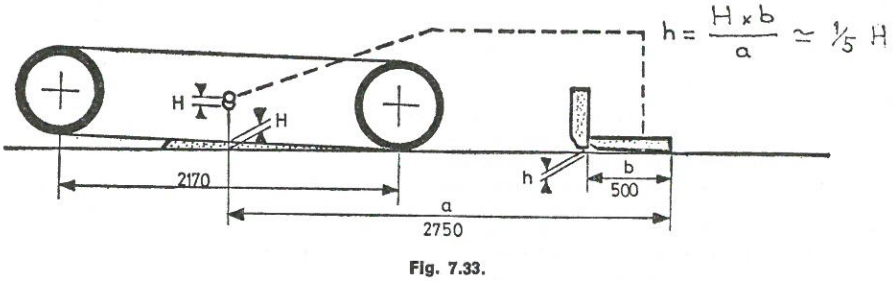


Fig. 7.33.

Esquema de la forma de actuación de la extendedora.

Los dispositivos de extensión, en el caso más completo, son dos: el enrasador (o «tamper»), que tiene un movimiento vertical y em-

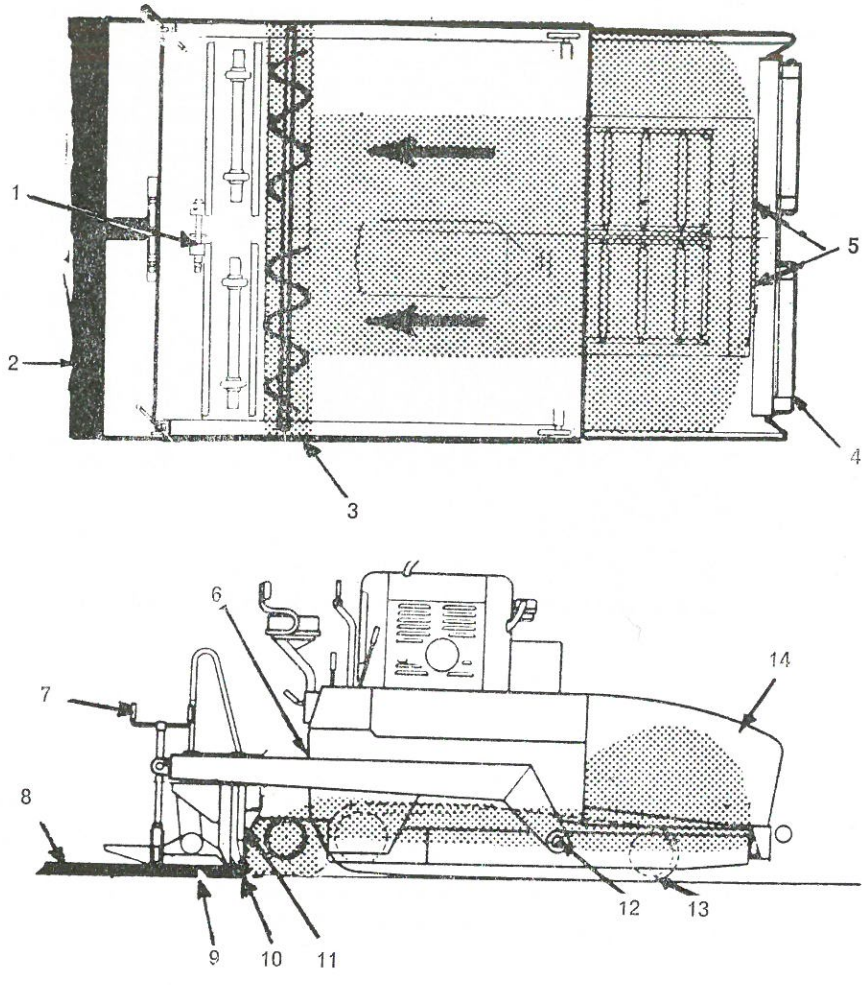


Fig. 7.34.

Circulación de la mezcla en la extendedora.

1. Control del bombeo de la superficie.
2. Pavimento terminado.
3. Sinfín distribuidor.
4. Rodillos para empujar a los camiones.
5. Cadenas alimentadoras.
6. Compuerta ajustable.
7. Control espesor.
8. Pavimento terminado.
9. Maestra.
10. Enrasador (tamper).
11. Placa deflectora curvada.
12. Pivote.
13. Rueda de orugas.
14. Tolva receptora.

puja a la mezcla a pasar debajo de la maestra, dotada de un movimiento de vibración de menor amplitud, pero de mayor frecuencia que el del enrasador. La maestra lleva generalmente un sistema de calentamiento mediante quemadores de petróleo, que es especialmente útil al comenzar el trabajo, y en tiempo frío. No se debe pretender, sin embargo, que la maestra se utilice para recalentar la mezcla cuando ésta venga fría. La maestra puede articularse en el centro para dar el bombeo que se desea (Fig. 7.34.).

Todo el conjunto de extensión anterior sólo se articula en un punto (o un eje) al vehículo tractor, por lo que las irregularidades de la superficie existentes sólo se reflejan muy disminuídas en la capa que se extiende, lo que hace que las extendedoras tiendan a corregir los defectos que longitudinalmente puedan existir. Un procedimiento usual para llegar a perfiles correctos finales, es el de pasar varias veces la extendedora con espesores de capa pequeños cada vez (Figura 7.35.).

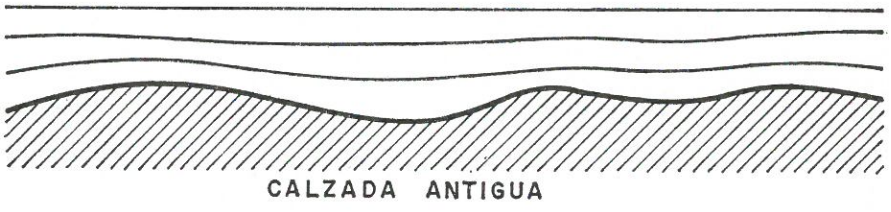


Fig. 7.35.

Esquema de la corrección del perfil de carretera mediante sucesivas aplicaciones de capas de pequeño espesor de mezclas bituminosas.

Para conseguir un perfil final óptimo existen sistemas manuales o electrónicos para hacer cambiar el espesor de capa, según indique un palpador que desde la extendedora se apoya en un hilo o un perfil metálico nivelado sobre la carretera. De todas formas, el sistema no es bueno cuando hay grandes diferencias de espesores, ya que al compactar la mezcla vuelven a surgir las irregularidades, ni tampoco cuando hay que cambiar muy frecuentemente el espesor de capa, ya que debido a la propia inercia del sistema, existen pequeñas irregularidades en la terminación, especialmente molestas en capas de rodadura. Por ello es aconsejable usar los dispositivos electrónicos de corrección más en capas de base o intermedias que en capas superiores.

El proceso de compactación de las mezclas bituminosas es uno de los más importantes de toda puesta en obra. Sabido es, que la mezcla es un conjunto de áridos, betún y huecos. Al variar el conte-

nido de estos últimos, las propiedades mecánicas y reológicas de las mezclas también varían. El aspecto es lo suficientemente importante como para extenderse un poco en él. Si se trata, solamente, de referirse a las propiedades habituales controladas en laboratorio, tales como las indicadas en el método Marshall, al cambiar la energía de compactación prescrita, las cuatro curvas que relacionan la densidad, estabilidad, deformación y huecos con el contenido de ligante, se convertirían en cuatro familias, variando de una manera mucho más amplia las características de la mezcla. Ahora bien, la energía de compactación en obra es bien diferente de la energía normal del ensayo Marshall, y las densidades, huecos, etc., también lo son.

Por otro lado, el proceso de densificación de la mezcla no termina durante la puesta en obra, sino que la acción del tráfico en el tiempo es quien completa aquel proceso. Si la mezcla queda poco compactada y el tráfico puede fácilmente densificarla, existe el riesgo de las deformaciones superficiales, debido al paso localizado de las ruedas. Por otro lado, si la mezcla se densifica fácilmente con el tráfico, hay que vigilar que los huecos no disminuyan de un valor tal, que el rozamiento interno se pierda en gran parte y haya peligro de deformaciones plásticas. Por todo lo anterior, la tendencia actual es la de emplear mezclas poco deformables (y en consecuencia compactables con dificultad), ricas en árido grueso, duro y de machaqueo, con arena también de machaqueo y en las que empleando una gran energía de compactación mediante el uso de compactadores potentes, se puede llegar en obra a densidades importantes, que hagan que la mezcla sea ya poco sensible a la acción del tráfico y que, por lo tanto, sus huecos permanezcan casi inalterables. Tomando como patrón la densidad máxima del ensayo Marshall, patrón discutible desde luego, es habitual exigir hoy día en obra, densidades superiores al 97 ó 98 por 100 de la anterior densidad.

Para conseguir altos grados de compacidad, se han ido perfeccionando gradualmente los equipos de compactación, que en general están constituidos por más de un compactador con cada extendedora. Los rodillos que se usan son los siguientes:

a) Rodillos lisos metálicos, tipo tandem o triciclo estáticos.

b) Rodillos de neumáticos.

c) Rodillos lisos vibratorios.

d) Rodillos mixtos.

Todos los tipos de rodillos son bien conocidos, en cuanto a sus características mecánicas y tecnológicas. En cuanto a su aplicación específica a la compactación de aglomerados bituminosos se pueden recalcar algunos aspectos importantes.

Los rodillos metálicos lisos y estáticos, son eficaces sólo para capas de pequeño espesor. Su aplicación está condicionada principalmente por la temperatura de la mezcla, la presión lineal de la llanta, y el diámetro de la misma. Cuanto mayor sea el diámetro, menor peligro existe de que la mezcla sea arrollada a altas temperaturas, y más eficaz es su efecto. Cuanto mayor sea la presión lineal transmitida por la llanta, mayor peligro existe de arrollamiento a altas temperaturas. Por último, cuando la mezcla se enfría por debajo de un cierto valor, el efecto del compactador llega a ser nulo y no tiene por qué continuarse dando pasadas sobre la mezcla. Se deduce de aquí, que existe un intervalo de temperaturas válidas para la compactación con rodillos lisos: la temperatura superior la marca el arrollamiento de la mezcla, y la inferior la falta de compactación eficaz por enfriamiento. A enfriar la mezcla en superficie, colabora también el agua, que se echa sobre el rodillo para evitar que la mezcla se adhiera.

Los rodillos de neumáticos, con poco peso y presión alta, se empezaron a usar únicamente para cerrar la textura superficial de la mezcla al final del proceso de compactación. En la actualidad, se han desarrollado muchos tipos en los que suele descansar la compactación principal de las capas de mezcla, incluso de fuertes espesores, y que pueden iniciar la compactación a altas temperaturas junto a la extendedora (compactación con neumáticos en cabeza). Los rodillos modernos tienen dispositivos mecánicos e hidráulicos que hacen que la carga transmitida por cada rueda sea siempre la misma, independientemente de su posición relativa respecto de las otras ruedas. En los neumáticos que suelen ser de perfil liso y sensiblemente plano (*), se puede regular la presión de inflado, a veces automáticamente mediante un compresor incorporado a la máquina; y según el tipo de neumáticos, mediante ábacos, se determina la presión de contacto, que es la que influye en la compactación. Cuando los neumáticos empiezan a compactar una mezcla caliente y ellos están fríos, existe un intervalo de tiempo durante el cuál, la mezcla se adhiere a la goma hasta que ésta se calienta y alcanza una temperatura crítica (de la que hay que procurar que no baje, especialmente en los días de viento).

La compactación con neumáticos tiene un beneficioso efecto de amasado y densificación en profundidad y en superficie, por lo que pueden compactarse capas de mucho espesor. Con presiones de contacto elevadas se compacta sobre todo en superficie y con cargas totales importantes en profundidad. Es normal comenzar la compactación con la mezcla a temperaturas elevadas, y con presiones medias

(*) Con la indicación de perfil liso se trata de indicar que el neumático carece del dibujo habitual de las ruedas de los vehículos y al calificarlo de «plano» se trata de describir la forma del balón.

o bajas en neumáticos. Con un segundo compactador, cuando la mezcla está más fría, se completa la compactación, usando presiones de inflado más elevadas (de 2 a 4 bares en el primero y de 4 a 8 en el segundo).

La vibración se ha empleado mucho en Alemania para compactar mezclas bituminosas, aunque muy poco en España. Es un procedimiento, que con experiencia, resulta barato y muy eficaz. Naturalmente los tipos de vibración adecuados son aquellos en los que el impacto solamente tiene componente vertical y una frecuencia adecuada al tamaño máximo del árido y al espesor de la capa. Los alemanes suelen emplear rodillos normales con vibraciones de 1.500 a 3.000 r. p. m. que compactan la mezcla a temperaturas relativamente bajas(por debajo de los 100°). De todas formas, cada fabricante de rodillos vibratorios, da sus propias recomendaciones en cuanto a temperaturas, frecuencia, etc. Ultimamente, se han empleado también los sistemas de vibración doble, que como es sabido, poseen un mecanismo que se basa en el uso de dos rodillos tandem, trabajando de manera común, de forma que cuando uno aplica el impacto vertical hacia abajo, el otro lo compensa con una fuerza hacia arriba. Con estos resultados suele trabajarse a temperaturas más altas y llegar a compactar grandes espesores de capa.

Recientemente han salido al mercado rodillos mixtos: neumáticos en un eje, rodillo vibratorio en el otro, etc., que pueden ser de una gran eficacia al aunar las ventajas de dos sistemas distintos de compactación.

De todas formas hay que tener presente que en la mayoría de los casos, la compactación de una capa de mezcla se efectúa con más de un compactador. Al conjunto de los dos o tres que son necesarios, se le suele llamar tren de compactación. En las figuras 7.36. (A). y 7.36. (B). se recogen varios de los trenes de compactación más utilizados hasta la fecha. Los primeros podemos considerarlos como los más primitivos. Sólo falta en la figura la compactación por vibración, en la que, en general, el tren se reduce a una sola máquina o, todo lo más a dos.

En la práctica de la compactación existen una serie de reglas según el tipo de rodillo o tren que se emplee. En general, dentro de un tren cada rodillo tiene una misión específica y debe compactar cuando la temperatura de mezcla está comprendida en un determinado intervalo. Por ello, es preciso acoplar las velocidades de avance de la extendedora, la longitud de carrera de cada compactador, su velocidad correspondiente y la superposición en el espacio y en el tiempo de los distintos rodillos; con vistas, todo ello, a que la compactación con cada máquina se realice en óptimas circunstancias, y a que no haya zonas en las que el número de pasadas de un determinado compactador sea escaso o excesivo con relación a otras zonas o a otras máquinas. Un estudio sencillo, solución de un simple pro-

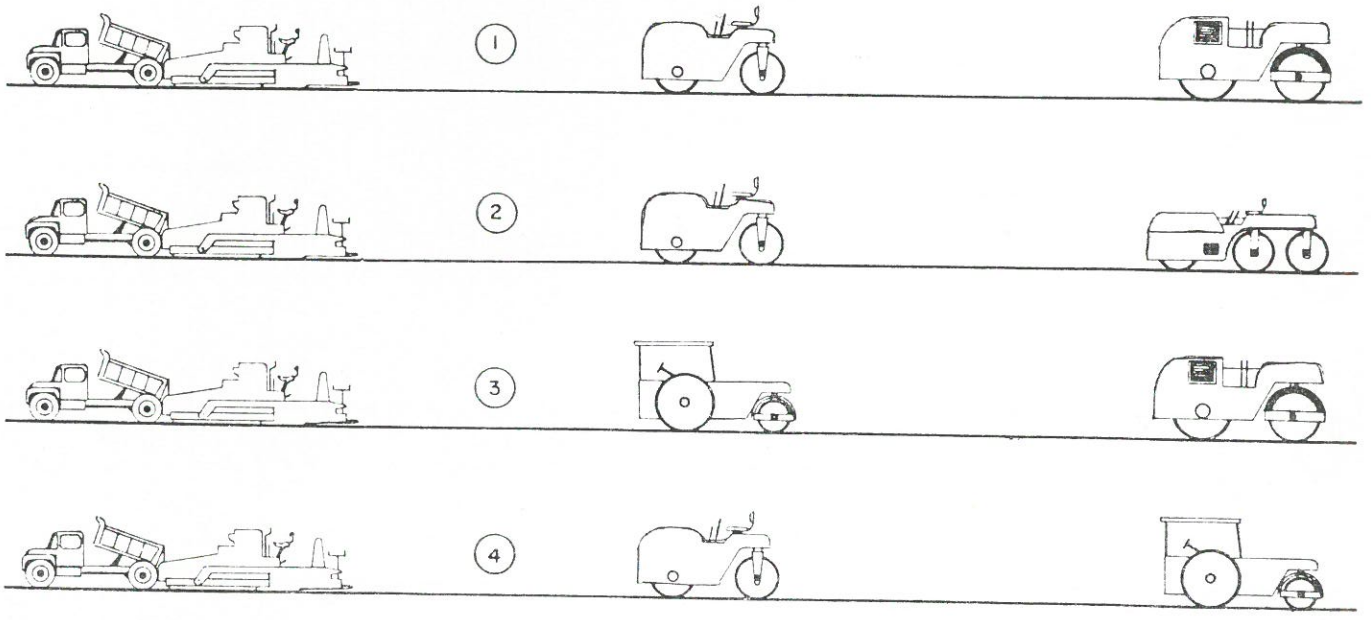


Fig. 7.36. (A).

Métodos de compactación.

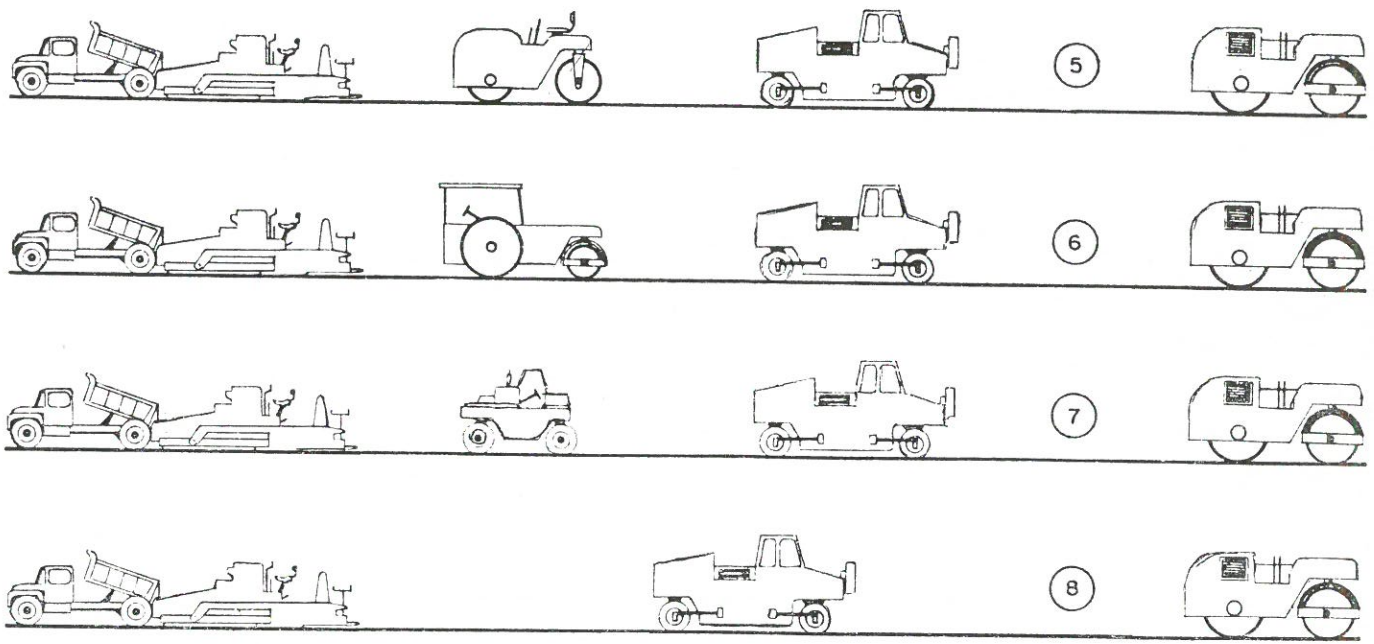


Fig. 7.36. (B).

Métodos de compactación.

blema de varios móviles, y unos ensayos previos en obra, servirán para fijar las velocidades correspondientes, las longitudes de carrera de cada compactador y el número de pasadas por un punto determinado.

Independientemente del problema anterior, para cada tipo de rodillo, hay que tener presentes algunas reglas prácticas:

— Con todos los rodillos hay que obligar a que la velocidad sea uniforme, a que no haya cambios bruscos en las trayectorias (Figura 7.37.), ni en la inversión del sentido de la marcha, que las ruedas motoras sean las más próximas a la extendedora porque en caso contrario pueden producirse arrollamientos de la mezcla (esta preocupación es especialmente importante en las rampas donde el arrollamiento producido por las ruedas se le puede sumar el debido

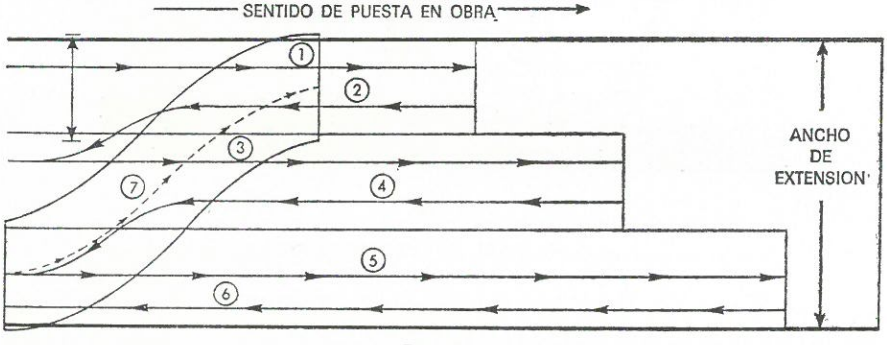


Fig. 7.37.

Ejemplo de marcha del compactador correcta.

a la inclinación de la rasante) (Fig. 7.38.); que los compactores no queden nunca parados sobre la mezcla extendida y caliente.

— Cuando se pavimenta una franja debe comenzar a compactarse por la parte más baja (según el bombeo), avanzando después hacia la zona más elevada, en sucesivas pasadas.

— Cuando se trata de juntas longitudinales, primero, se debe apoyar la máquina en la parte ya compactada, menos 15 ó 20 cms., que lo hará sobre la franja recién extendida, aumentándose, en sucesivas pasadas, esta anchura paulatinamente hasta que todo el ancho de la máquina descanse en la mezcla reciente. Si las juntas son transversales, el sistema debe ser el mismo aunque, para ello, debe colocarse la apisonadora transversalmente al eje de la carretera (Figura 7.39. y Fig. 7.40.).

— Los bordes de las juntas, que son zonas débiles, especialmente, si se han enfriado antes de extender el segundo borde, sue-

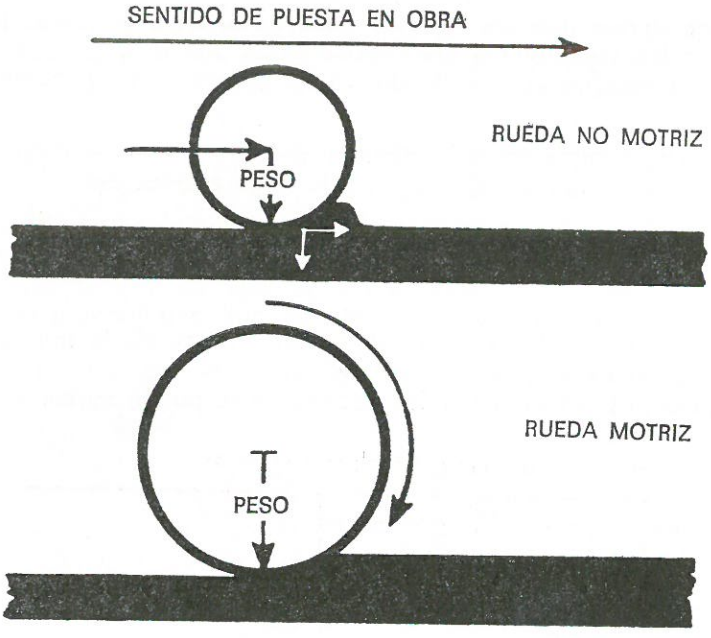


Fig. 7.38.

Efecto de las ruedas sobre la mezcla extendida.

len cortarse en vertical, a pico o con sierra, e imprimarse con una emulsión bituminosa. El segundo borde se dejará algo más alto para que al compactar la nueva capa se alcance el mismo nivel que tiene la primera.

— Con rodillos vibratorios la práctica de la compactación es la misma, si bien hay que tener presente que las primeras pasadas deben darse sin vibración alguna y que tampoco se vibrará cuando la máquina cambia de sentido.

— En la compactación con neumáticos, la presión deberá ser proporcionada a la temperatura o consistencia de la mezcla. Como resulta complicado cambiar la presión en plena marcha, cada compactador, con una presión determinada, sólo compactará una zona que esté a temperatura adecuada. No se deberá usar nunca agua y sí, por el contrario, faldones que conserven la temperatura del neumático en los días de viento.

Los procesos de extensión y compactación descritos anteriormente corresponden a la mayor parte de los aglomerados bituminosos. En algunas mezclas especiales existen algunas otras operaciones que complican la puesta en obra. Tal es el caso de las mezclas usadas en varios países europeos, con gravillas preenvueltas

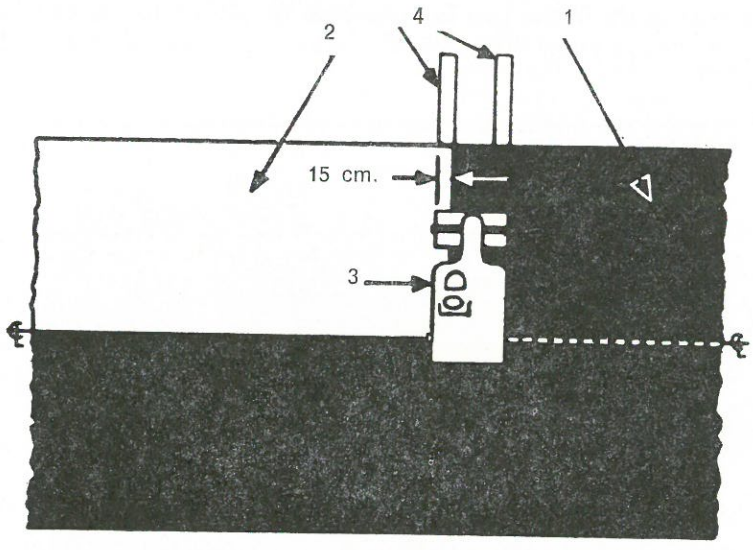


Fig. 7.39.

Compactación de junta transversal.

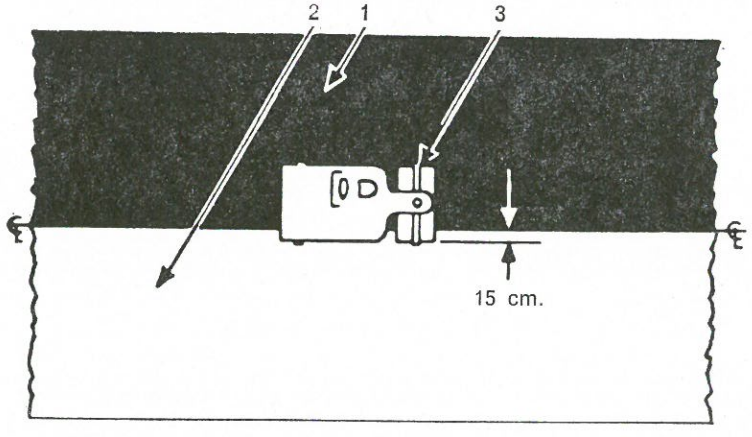


Fig. 7.40.

Compactación de junta longitudinal.

1.—Mezcla compacta. 2.—Mezcla sin compactar. 3.—Compactador. 4.—Tablones para el movimiento del rodillo fuera del pavimento.

incrustadas en superficie. Estas gravillas, ya frías y cubiertas con una pequeña proporción de betún duro (no deben estar adheridas entre sí), se extienden manual o con máquinas especiales sobre la superficie aún caliente de la mezcla extendida. La compactación

final se realiza de forma que las gravillas no se incrusten demasiado ni queden tan en superficie que el tráfico las pueda arrancar (Figura 7.41.).

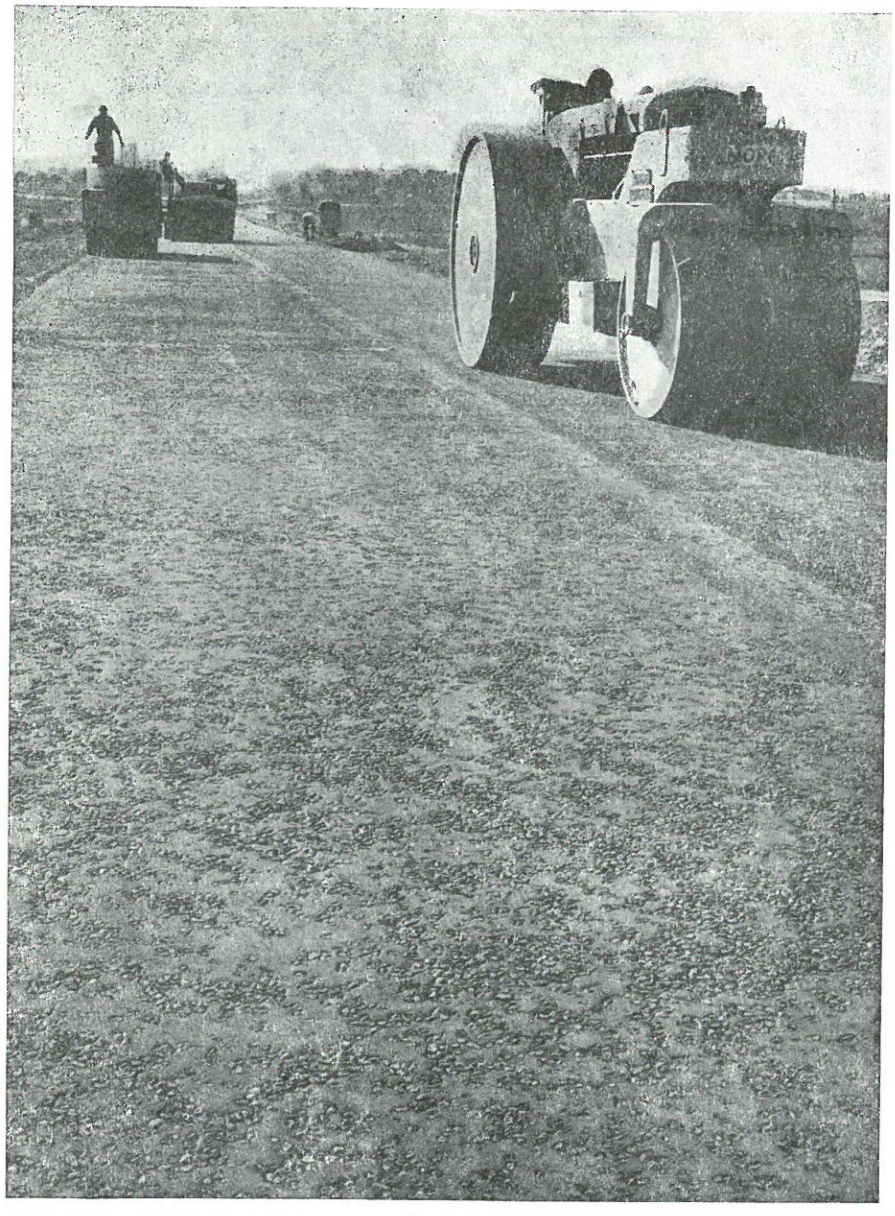


Fig. 7.41.

Compactación de gravillas preenvueltas (tramo de ensayo de la C. N.-II).

7.6. DEFECTOS EN LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

Para el usuario de la carretera los defectos observados en las mezclas bituminosas son difíciles de diferenciar, según que sean inherentes a un defecto de la propia mezcla o a un defecto en alguna otra capa del firme que se manifiesta exteriormente mediante un desperfecto del pavimento asfáltico.

Los defectos propios de la mezcla pueden derivarse de:

a) Una dosificación inadecuada de ligante por exceso o por defecto.

b) Un árido de mala calidad, muy especialmente un filler hidrofílico o un árido grueso con mala adhesividad.

c) Un árido blando.

d) Una compactación defectuosa.

e) Una mala ejecución de las juntas, terminación de bordes, etc.

El contenido inadecuado de ligante se puede traducir en disgregaciones y envejecimientos prematuros si el contenido es escaso, y en exudaciones y deformaciones plásticas si es excesivo.

El árido de mala calidad, respecto a su afinidad por los ligantes, puede ser la causa de numerosos defectos a corto y largo plazo. Entre los que se pueden citar:

— Un desplazamiento en superficie o en profundidad del ligante por efecto del agua y del tráfico.

—Un mal mástic filler-betún cuando el filler es arcilloso, lo que puede bajar resistencias en la mezcla y producir deformaciones, desplazamientos en presencia de agua, exudaciones debidas a transmigraciones del betún dentro de la masa, emulsificaciones del ligante con disgregaciones de la mezcla.

El árido blando puede ser causa de:

— Formación de finos que alteran la granulometría, disminuyendo los huecos y aumentando la deformabilidad.

— Pulimento superficial que produzca texturas deslizantes y peligrosas en superficie.

La compactación defectuosa puede dar origen a:

— Huecos excesivos en la mezcla, con el aumento de permeabilidad y peligro de acción destructiva del agua.

— Densificaciones diferenciales debidas a la acción del tráfico canalizado y a las consiguientes deformaciones superficiales.

— En el caso de compactación excesiva, a rotura de partículas minerales y a contenido en huecos por debajo de los valores previstos, con riesgo de pérdida de estabilidad.

Los defectos que se reflejan en las capas de mezclas bituminosas, pero que pueden deberse a problemas existentes en otras capas del firme, pueden referirse a los siguientes aspectos:

a) Falta de capacidad resistente en el firme.
b) Rigidez excesiva de las capas inferiores.
c) Exceso de ligante en capas inferiores.
d) Vibraciones y flexiones importantes.
e) Mala adherencia entre capas.
f) Juntas y fisuras de las capas inferiores.

La falta de capacidad resistente en el firme puede ser causa de rotura por fatiga en forma de «piel de cocodrilo» de las capas bituminosas, especialmente si éstas son densas y rígidas. En estos casos suele haber espesores y rigidices de mezcla críticos, de modo que a veces capas más abiertas y de menor espesor dan mejores resultados que capas de espesores mayores y más densos.

La rigidez excesiva de las capas inferiores a veces causa un efecto «yunque», que se traduce en la formación de roderas y otras deformaciones superficiales (Fig. 1.3.).

El exceso de ligante en capas inferiores puede contaminar las capas superiores de mezcla, transformando así las propiedades relativas al contenido correcto de ligante.

El caso de vibraciones y flexiones importantes es el de algunas estructuras, tales como los puentes, sobre los que se construyen generalmente capas bituminosas espesas. Se trata de uno de los casos más críticos para las mezclas, en los que no sólo hay que tener en cuenta la deformación plástica, sino a veces la fatiga, debida a estados de vibración que se traduce en agrietamientos análogos a los de la llamada «piel de cocodrilo» (Fig. 1.4.).

La mala adherencia entre capas, en casos muy especiales, puede producir deslizamiento de una de las capas y agrietamiento.

7.7. MEZCLAS BITUMINOSAS ESPECIALES

Las condiciones de trabajo, cada vez más duras, de las mezclas bituminosas, sobre todo en algunas zonas, tales como rampas y cur-

vas importantes, pavimentos de puentes, carriles con tráfico pesado y canalizado, etc., han hecho que se intenten mejorar las propiedades mecánicas de los ligantes y de las mezclas mediante el uso de aditivos especiales.

El grupo más importante de aditivos es el que actúa modificando la reología de los ligantes bituminosos, en especial disminuyendo su susceptibilidad térmica, que como se ha dicho es la característica más importante a la hora de valorar el comportamiento mecánico. Si se trata de un betún asfáltico, como se sabe, el índice de penetración caracteriza bastante bien la susceptibilidad térmica, de modo que índices mayores son síntoma de menor susceptibilidad. La modificación de la susceptibilidad en los ligantes de carretera suele exigirse que se haga sin disminuir la ductilidad ni ninguna de las otras propiedades esenciales de los mismos.

Para modificar los betunes de penetración se han empleado numerosos aditivos, entre los que destaca el caucho. Las formas en que suele incorporarse el caucho a los ligantes son las de emulsión de latex, pulverizada y con agentes antiespumantes; el polvo de caucho natural o sintético sin vulcanizar que puede incorporarse como un filler a los aglomerados y mediante un proceso de agitación intensa a los betunes puros; el polvo de desperdicio de caucho vulcanizado, barato, pero muy difícil de incorporar y de composiciones variables.

Tal como se ha dicho, el efecto del caucho sobre el betún se produce a escala molecular, modificando la estructura de éste y llegándose así a un ligante más viscoso, menos frágil y más consistente a altas temperaturas. En la cuantía de estas mejoras no es sólo importante la proporción de caucho (que no suele sobrepasar en carreteras del 3 ó 4 por 100 en peso sobre el ligante), sino la intimidad molecular conseguida en la dispersión dentro del betún. Es por esto último por lo que los cauchos vulcanizados, que exigen para su incorporación largos procesos de calentamiento, peligrosos para el propio ligante, son poco utilizables en carreteras.

El caucho puede emplearse en riegos superficiales o en mezclas bituminosas, sobre todo, en mezclas ricas en mortero, bien del tipo aglomerado o asfalto fundido, ya que el efecto es especialmente importante, modificando la «viscosidad de masa» de los mástic. La mezcla con caucho es algo más crítica de poner en obra y compactar, ya que resulta más viscosa y se adhiere con facilidad a todas las máquinas. Se han empleado mezclas con caucho frecuentemente sobre tableros de puentes flexibles metálicos, de hormigón y en otras zonas peligrosas.

Ultimamente se han hecho ensayos para modificar los betunes asfálticos con resinas de distintos tipos, tales como las epoxi, P. V. C. Para algunos morteros finos especialmente resistentes, empleados

sobre puentes metálicos, zonas urbanas de frenado, etc., han dado buen resultado ligantes del tipo betún-epoxi. El mortero se extiende en capas de pequeño espesor y el árido debe estar cuidadosamente seleccionado, empleándose a veces áridos artificiales, como es la bauxita calcinada.

Para modificar las propiedades de los alquitranes, haciéndoles más tenaces, consistentes y menos susceptibles al envejecimiento, tiene especial importancia la adición de P. V. C. (cloruro de polivinilo) que en pequeñas proporciones (1 al 3 por 100) se suele añadir, bien directamente en las mezcladoras, o bien, disuelto en un aceite de alquitrán. El efecto de estos aditivos es el de una polimerización del ligante inicial que, en general, no puede ser recalentado después de la incorporación, ya que se produce entonces un proceso de degradación y pérdida de propiedades. También se han usado algunas mezclas alquitrán-epoxi y brea-epoxi en tramos experimentales de carreteras y aeropuertos.

En algunas zonas de estacionamientos de vehículos son importantes estos últimos productos, bien en forma de barniz superficial, bien en forma de ligante para el propio pavimento, por su superior resistencia al ataque de los aceites y otros derivados del petróleo con respecto a capas similares fabricadas con betunes de penetración.

Otro grupo importante de aditivos para las mezclas bituminosas lo constituyen los filleres especiales, que si bien no modifican las propiedades propias de los ligantes, sí lo hacen respecto a las del compuesto filler-betún. El polvo de amianto de fibra corta se ha utilizado en varios países para capas de rodadura muy resistentes, y permite emplear mayores proporciones de ligante en mezclas, que resultan, sin embargo, menos deformables, más impermeables y más duraderas. Se han utilizado con éxito para algunas mezclas filleres minerales especiales; entre éstos hay que citar el talco, polvo de pizarra, filleres volcánicos, filleres pretratados con ligante, roca asfáltica molida, etc.

Por último, y con objeto de conseguir tonalidades vistosas: rojo, verde, etc., se han empleado a veces pigmentos de óxidos minerales. En estos casos es importante que los betúnes no sean ricos en asfaltenos, por lo que en algunos países se han comercializado los llamados betunes albinos, preparados para estos usos. También se han usado áridos gruesos, como el pedernal calcinado, para proporcionar superficies claras de rodadura.

7.8. MEZCLAS PARA CARRETERAS CON LIGANTES ESPECIALES

Aparte de los ligantes bituminosos modificados, se han utilizado en pavimentos, en numerosas ocasiones, ligantes de origen dife-

rente, tales como resinas acrílicas, vinílicas, olefínicas, de poliuretano, de epoxi, etc. Por su precio elevado, sólo suelen utilizarse en zonas especiales, pavimentos coloreados, pavimentos resistentes a agentes químicos o la de los derivados del petróleo, etc. Los espesores de capa, por esta misma razón, suelen ser pequeños y se extienden sobre capas asfálticas o de hormigón hidráulico. Las resinas pueden presentarse en forma de emulsión, en forma de polvo o escamas, que es necesario emplear en caliente o en forma de dos o tres componentes líquidos que al mezclarse endurecen en corto espacio de tiempo.

Aunque en este epígrafe se está tratando de todas las resinas de forma general, sus características, costes, propiedades, etc., son sumamente variables y realmente se trata de una técnica todavía hoy en sus comienzos, pero cuyo desarrollo en los próximos años debe ser espectacular.

Algunas resinas, como las epoxi y los poliuretanos, son extraordinariamente resistentes a todos los agentes exteriores agresivos desde el punto de vista químico, por lo que se utilizan en suelos industriales, y asimismo también lo son ante las solicitaciones físicas, por lo que se han empleado, en forma de morteros, en pavimentos con solicitaciones importantes, tales como rampas, o bien en reparaciones de firmes de hormigón, pavimentos de puentes, etc. Los espesores de capa, debido al alto precio, no pasan normalmente de cuatro o cinco centímetros, y las extensiones deben hacerse tomando muchas precauciones.

Los morteros fabricados con resinas más baratas resisten bien la acción química de la mayor parte de los agentes externos, pero envejecen generalmente en poco tiempo.

ANEJO - I

GRANULOMETRIAS Y ESPECIFICACIONES SOBRE MEZCLAS BITUMINOSAS

TABLA VI

MEZCLAS BITUMINOSAS EN CALIENTE (D. G. C.)

MEZCLA		CAPA DE RODADURA			CAPAS INTERMEDIAS, DE BASE O DE REGULARIZACION				
Tipo	Designación	Tamaño máximo del árido empleado normalmente	Rechazo del tamiz n.º 8 ASTM % (*)	Cernido por el tamiz n.º 200 ASTM % (*)	Ligante % (**)	Tamaño máximo del árido empleado normalmente	Rechazo del tamiz n.º 8 ASTM % (*)	Cernido por el tamiz n.º 200 ASTM % (*)	Ligante % (**)
I	Tipo macadam	—	—	—	—	2 1/2"	95-100	0-2	2,0-4,5
II	De estructura abierta	3/8" - 3/4"	80-95	0- 4	3,0- 6,0	3/4" - 1 1/2"	80- 95	0-2	3,0-6,0
III	De estructura gruesa	1/2" - 3/4"	65-80	0- 6	3,0- 6,0	3/4" - 1 1/2"	65- 80	0-3	3,0-6,0
IV	De estructura cerrada	1/2" - 1"	50-65	1- 8	3,5- 7,0	1" - 1 1/2"	50- 65	0-4	3,5-7,0
V	De estructura fina	1/2" - 3/4"	35-50	2-10	4,0- 7,5	—	—	—	—
VI	Mortero grueso	1/2" - 3/4"	20-35	3-12	3,5- 8,5	—	—	—	—
VII	Mortero de arena	3/8"	5-20	5-14	6,0-11,0	—	—	—	—
VIII	Mortero fino	n.º 4 (ASTM)	0- 5	7-15	6,6-12,0	—	—	—	—

(*) En peso, del total de los áridos.

(**) En peso, del total de la mezcla.

TABLA VII

MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO (D. G. C.)

MEZCLA		CAPA DE RODADURA				CAPAS INTERMEDIAS, DE BASE O DE REGULARIZACION			
Tipo	Designación	Tamaño máximo del árido empleado normalmente	Rechazo del tamiz n.º 8 ASTM % (*)	Cernido por el tamiz n.º 200 ASTM % (*)	Ligante % (**)	Tamaño máximo del árido empleado normalmente	Rechazo del tamiz n.º 8 ASTM % (*)	Cernido por el tamiz n.º 200 ASTM % (*)	Ligante % (**)
I	Tipo macadam	—	—	—	—	2 1/2"	96-100	0-2	3,0-4,5
II	De estructura abierta	3/8" - 3/4"	80-95	0- 4	3,0-6,0	3/4" - 1 1/2"	80- 95	0-2	3,0-6,0
III	De estructura gruesa	1/2" - 3/4"	65-80	0- 6	3,0-6,0	3/4" - 1 1/2"	65- 80	0-3	3,0-6,0
V	De estructura fina	1/2" - 3/4"	35-50	2-10	4,0-7,5	—	—	—	—

(*) En peso, del total de los áridos.

(**) Betún residual, en peso, del total de la mezcla.

TABLA VIII

MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRIO (R. R. L.)

Resumen de las exigencias para materiales en capas de rodadura abierta y media contenida en las Normas British Standard 802, 1.241, 1.621 y 2.040 (tamaño nominal 3/4" y 1/2")

Columna número	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tamaño nom. material ...	3/4"					1/2"				
Tipo de los áridos	Roca o escoria machacada			Grava		Roca o escoria machacada			Grava	
Tipo de aglomerante ...	Alquitrán		Betún	Alquit.	Betún	Alquitrán		Betún	Alquit.	Betún
Especificación	B.S. 802 Tabla 2	B.S. 802 Tabla 3	B.S. 1.261 Tabla 3	B.S. 1.241 Tabla 2	B.S. 2.040 Tabla 2	B.S. 802 Tabla 2	B.S. 802 Tabla 3	B.S. 1.621 Tabla 3	B.S. 1.241 Tabla 3	B.S. 2.040 Tabla 2
Granulometría de áridos (% en peso que pasa):										
— Tamiz B.S. 1"	100	100	100	100	100	—	—	—	—	—
— Tamiz B.S. 3/4"	95-100	95-100	95-100	95-100	95-100	100	100	100	100	100
— Tamiz B.S. 1/2"	45-75	60-80	50-80	65-80	80-75	90-100	90-100	90-100	95-100	95-100
— Tamiz B.S. 3/8"	—	—	—	55-65	—	50-70	55-75	—	60-80	60-80
— Tamiz B.S. 1/4"	10-20	30-45	15-35	—	35-50	—	30-50	20-40	—	40-55
— Tamiz B.S. 1/8"	5-15	20-30	5-25 *	25-35	20-32	5-15	20-30	10-25 *	25-35	25-35
— Tamiz B.S. n.º 14 ...	—	10-20	—	15-30	12-22	—	10-20	—	15-30	15-22
— Tamiz B.S. n.º 52 ...	—	—	—	—	8-15	—	—	—	—	8-15
— Tamiz B.S. n.º 200 ...	0-5	3-6	2-6	3-7	4-6	0-5	2-6	2-6	3-7	4-6
Contenido de ligante (en % de la mezcla):										
— Con roca ígnea	4,75-5,75	4,5-6,0 *	3,5-4,75	—	—	5,25-6,25	4,75-6,25 *	4,0-5,0	—	—
— Con caliza	4,75-5,75	4,5-6,0 *	3,5-4,75	—	—	5,25-6,25	4,75-6,25 *	4,0-5,0	—	—
— Con escoria	4,75-5,75	5,0-6,25 *	4,0-5,0	5,25-6,25	5,25-6,25	—	—	—	5,75-6,75	5,5-6,5

* Estos márgenes se subdividen para diferentes pesos del tránsito.

TABLA IX

RETENIDO (%) DE LAS MEZCLAS GRENUE Y SEMIGRENUE (L. C. P. C.)

	Fórmula semi-grenue	Fórmula grenue
B0/10 Tamiz de 6 mm.	25 a 35	35 a 45
Tamiz de 2 mm.	55 a 70	60 a 75
B0/14 Tamiz de 6 mm.	40 a 50	50 a 60
Tamiz de 2 mm.	60 a 75	60 a 75

En las fórmulas «discontinuas» la gravilla 2/6 es sustituida por gravilla 4/6 y la curva granulométrica es horizontal entre 2 y 4 mm.

El contenido de fíller de aportación es:

Para capa de rodadura	5 a 9 por 100.
Para capa intermedia	4 a 8 por 100.

El contenido de ligante viene dado por la fórmula de Duriez: contenido de ligante $= K \sqrt[5]{\Sigma}$

TABLA X

RECOMENDACIONES DEL L. C. P. C. PARA LAS MEZCLAS GRENUE Y SEMIGRENUE

	Capa intermedia	Capa de rodadura
Ensayo de inmersión-compresión.		
— Compacidad «LCPC» (%)		
mínima	90	91
máxima	94	95
Resistencia a compresión (Kg/cm^2):		
Con betún 80/100	50	50
Con betún 60/70	60	60
Con betún 40/50	70	70
Relación inmersión/compresión.	0,75	0,75
Compacidad máxima Marshall (%).	95	96

TABLA XI

MEZCLAS BITUMINOSAS FINAS

			Tipo de ligante	Aditivo % s/l	Contenido % s/a		Huecos	Módulo riqueza (Duriez)	Temperatura fabricación	Correspondencia con otros tipos de mezcla (*)
					Betún	Filler				
Mezclas en caliente	Morteros asfálticos	Sheet asphalt (Inglaterra)	B 80/100		10/12	10/20	10/18	5,5/6	160° C	VII y VIII del
		Micro-hormigones (Francia)	B 80/100		8/10	10/20	10/18	4,5/5,5	160° C	Instit. del Asfalto.
	Morteros activados	Diversas marcas comerciales	B180/200	0,5/1,5	9	7/8	10/15	3,5/4,5	160° C	
Mezclas en frío	Fine cold asphalt (Inglaterra)		cut-back B180/200		4/ 7	5/15	(**)	(**)	De acuerdo con la temperatura.	Road mix fine (EE. UU.), aglomerado frío (España).
	Slurry (Inglaterra)		emulsión B 80/100 B180/200	0,4	15/20	5/20	(**)	(**)	De acuerdo con la temperatura.	Lechada asfáltica (España). Seal coat (Inglaterra). Schlamme (Alemania).

(*) La correspondencia con otros tipos de mezcla, no quiere decir que la mezcla sea exactamente igual, si bien se asemeja bastante.

(**) No son datos determinantes.

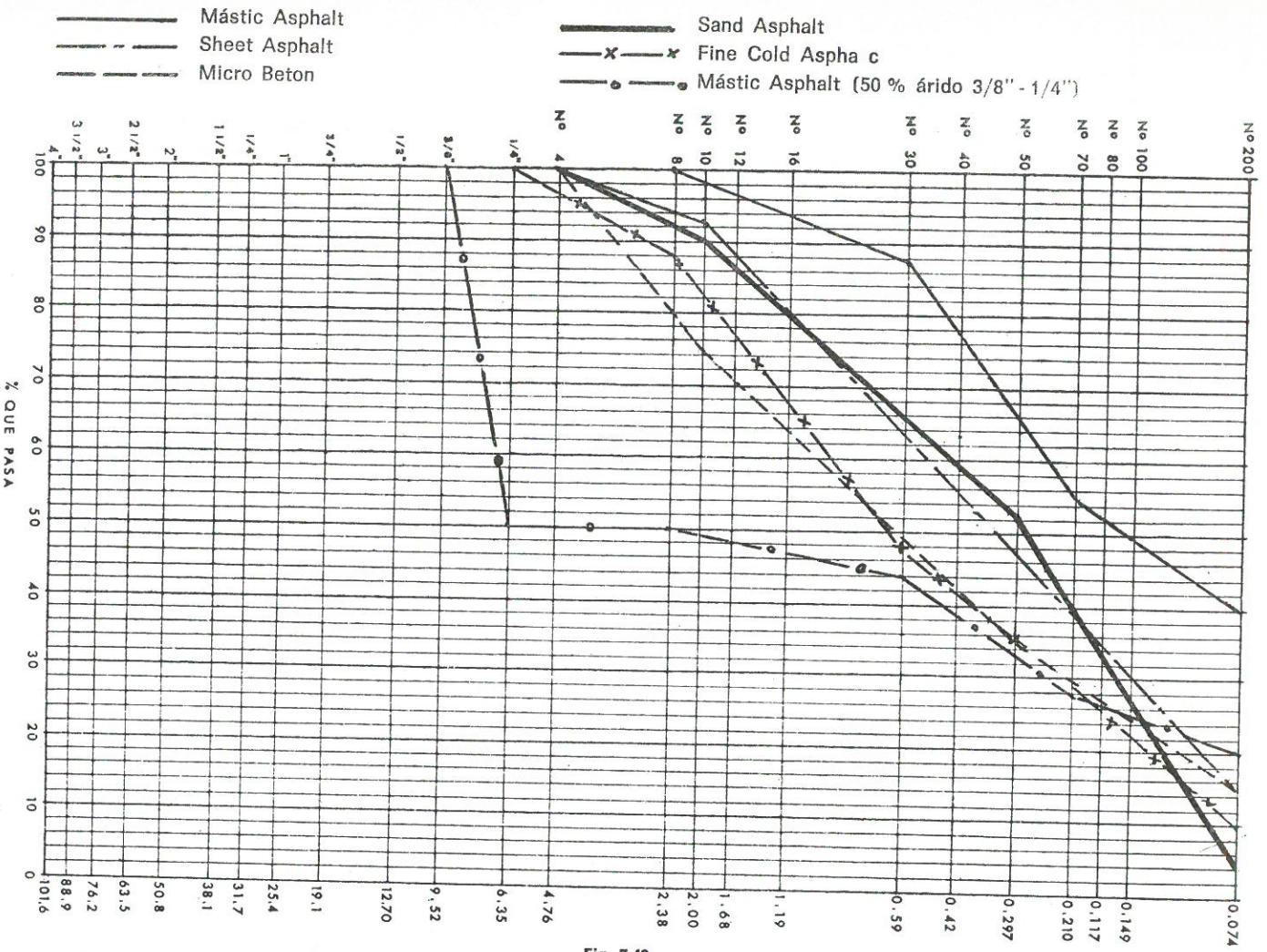


Fig. 7.42.

Mezclas finas.

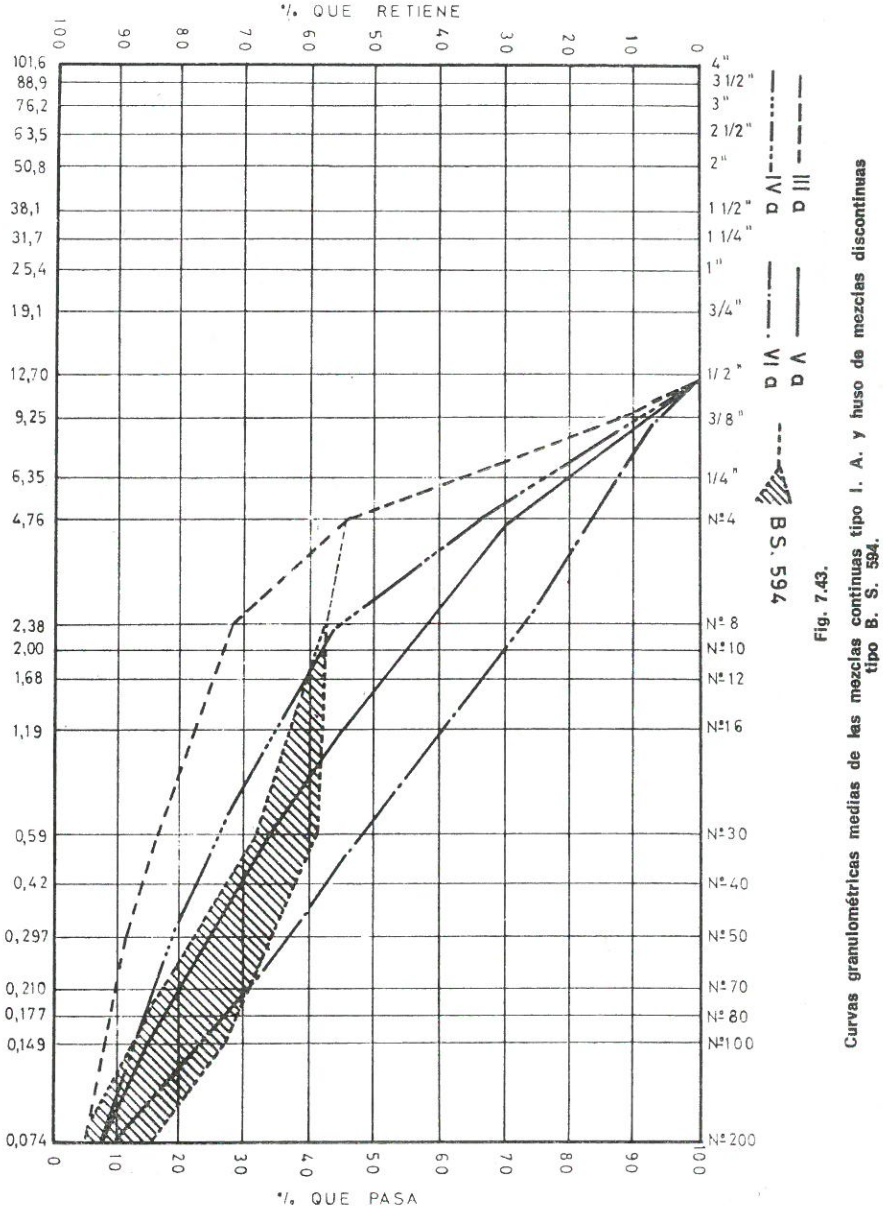


Fig. 7.43.
Curvas granulométricas medias de las mezclas continuas tipo I. A. y huso de mezclas discontinuas tipo B. S. 594.

ANEJO - II

EJEMPLO DE DOSIFICACION MARSHALL

Datos de los que se parte:

Para la capa de rodadura de un firme con tráfico pesado se quiere preparar una mezcla tipo IV b, que corresponde al siguiente huso:

Tamiz	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	30	50	100	200
% que pasa	100	80/100	70/90	50/70	35/50	18/29	13/23	6/16	4/10

Se dispone de los siguientes áridos:

Tamiz	3/4"	1/2"	3/8"	4	8	30	50	100	200
Grava gruesa	100	67	6	1,5					
Grava media		99	70	9	2				
Gravín				100	50,5	6	5	4	3,5
Polvo calizo				99,5	71	36,5	26,5	19,5	1,5

Se utiliza un betún de penetración 60/80, con un peso específico de 1,03 t/m^3, y una vez obtenida la curva granulométrica de los áridos, el peso específico de la mezcla de áridos es 2,717.

Una vez dibujadas las curvas granulométricas de los distintos áridos (hoja número 2) mediante tanteos, hay que hallar una mezcla de ellos, de tal forma que su curva granulométrica esté comprendida en el huso especificado y lo más próximo al valor medio de dicho huso. En la práctica con áridos naturales no siempre es fácil llegar a una solución, por lo que habrá que realizar varios tanteos.

Para ajustar la curva granulométrica al huso especificado se puede empezar por el método gráfico, que da una solución aproximada, y después con ella se ajusta más mediante los tanteos que se pueden ver en la hoja número 1 (tanteos). Con el árido conjunto se halla el peso específico de la mezcla de áridos.

Una vez obtenida la fórmula de trabajo (curva granulométrica final), se procede a preparar tres probetas de cada uno de los por-

TANTEOS :

Especificación			100	80/100	70/90	50/70	35/50			18/29		13/23		8/16	4/10
Dosificación															
Muestra	**%**	1	3/4	1/2	3/8	4	8	10	16	30	40	50	80	100	200
GRAVA GRUESA	ORIGINALES		100,-	67,-	6,-	1,5									
GRAVA MEDIA			100,-	99,-	70,-	9,-	2,-								
GRAVIN PORFID.						100,-	50,5			6,-		5,-		4,-	3,5
POLVO CALIZO					100,-	95,5	71,-			36,5		26,5		19,5	15,-
Totales															
GRAVA GRUESA	20,-		20,-	53,4	1,2	0,3									
GRAVA MEDIA	23,-		23,-	23,-	16,1	2,1	0,4								
GRAVIN PORFID.	12,-		12,-	12,-	12,-	12,-	6,-			0,7		0,6		0,5	0,4
POLVO CALIZO	45,-		45,-	45,-	45,-	43,-	32,-			16,5		12,-		8,8	6,7
Totales			100,-	93,4	74,3	57,3	38,5			17,2		12,6		9,3	7,1
GRAVA GRUESA	17,-		17,-	11,4	1,-	0,3									
GRAVA MEDIA	20,-		20,-	19,8	14,-	1,8	0,4								
GRAVIN PORFID.	8,-		8,-	8,-	8,-	8,-	4,1			0,5		0,4		0,3	0,3
POLVO CALIZO	55,-		55,-	55,-	55,-	52,5	39,-			20,-		14,6		10,7	8,3
Totales			100,-	94,-	78,-	62,5	43,5			20,5		15,-		11,-	8,5
Totales															

Hoja número 2.

centajes de betún, tomando un peso de 1.100 gramos de árido conjunto para cada probeta. Fabricadas las probetas en las condiciones que especifica la norma (NLT-159), se hace el cálculo de las densidades (hoja número 3) a partir del peso en aire, sumergida y con superficie saturada seca. Se halla la media de las tres probetas de cada porcentaje y se realiza el ensayo Marshall.

Realizado el ensayo con cinco contenidos diferentes de betún, se han obtenido los siguientes resultados:

Betún (% peso árido)	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5
Estabilidad (Kg.)	1140	1370	1180	1095	940
Deformación	8	11	11,6	15,5	21
Densidad de la mezcla compactada	2,353	2,399	2,401	2,399	2,380

El cálculo de huecos es sencillo y basta seguir las operaciones de la hoja número 3 (cálculo de volúmenes y huecos en probetas). Se parte de los valores:

$$b = \frac{\%\text{ de betún en peso de áridos}}{100 + \%\text{ de betún en peso de áridos}}$$

Densidad aparente = media de las tres probetas de cada tanto por 100.

Pesos específicos de la mezcla de áridos y del betún.

Una vez obtenidos los tantos por ciento de huecos se dibujan las curvas: estabilidad, deformación, densidad, tantos por ciento de huecos en mezcla y tantos por ciento de huecos rellenos en función del contenido de betún (hoja número 4). Una vez dibujadas se toman como valores óptimos (según I. A.) los máximos de las curvas de densidad y estabilidad y el valor medio de la especificación en la curva tantos por ciento huecos en mezcla.

	% betún
Densidad máxima	5,5
Estabilidad máxima	4,5
Porcentaje huecos mezcla	5,5
Suma	15,5
Media	5,2 %

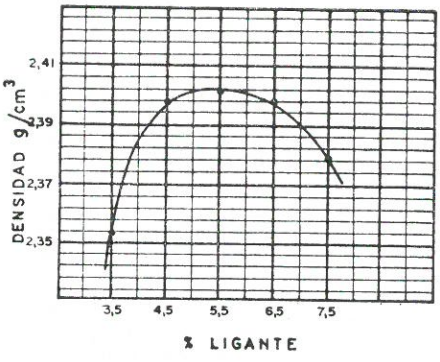
CALCULO DE DENSIDADES DE PROBETAS:

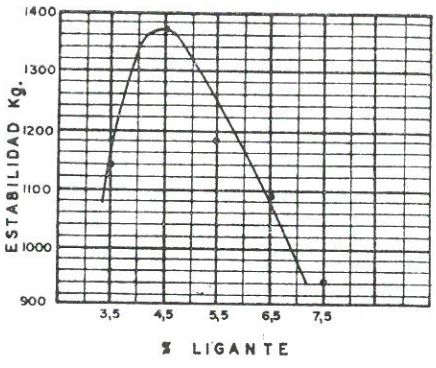
	%Betún 3,5				%Betún 4,5				%Betún 5,5				% Betún 6,5				%Betún 7,5				%Betún			
Nº de la Probeta																								
Probeta+parafina: c'	1173,5	1174,5	1163,4		1169,7	1173,6	1171,7		1172,9	1180,5			1186,-	1184,-	1183,6		1188,1	1192,5	1190,2					
Peso en aire: c	1153,9	1158,5	1148,-		1153,5	1156,7	1156,-		1157,8	1165,3			1175,-	1173,5	1173,4		1175,7	1183,3	1181,1					
Peso parafina c'-c=p																								
Peso en agua: d	685,9	682,9	672,4		690,2	689,7	691,-		691,-	695,2			696,1	693,4	696,2		694,5	694,3	694,9					
Vol. probeta+parafina e'																								
Vol. parafina~ p/0,90=p'																								
Vol. probeta: e'- p'= e	487,6	491,6	491,-		479,5	483,9	480,7		481,9	485,3			489,9	490,6	487,4		493,6	498,2	495,3					
Densidad probeta: c/e=f	2,366	2,356	2,338	2,353	2,405	2,390	2,404	2,399	2,402	2,401	2,401		2,398	2,392	3,407	2,399	3,382	2,750	2,384	2,380				

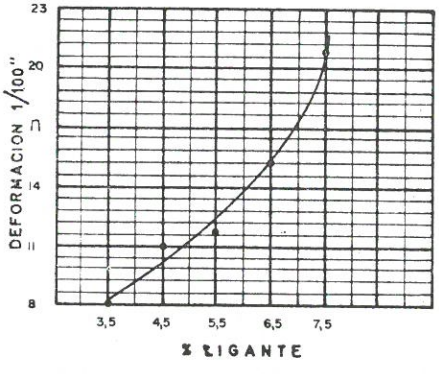
CALCULO DE VOLUMENES Y HUECOS EN PROBETAS:

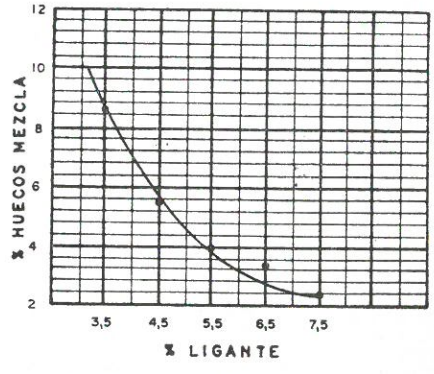
% Pesomezcla		Densidades					Volumen % total							% Huecos		
Betún	Aridos	Aparente	Cálculos Intermedios			Máxima teórica	Peso betún	Peso áridos	Volumen betún	Volumen áridos	Volumen materiales	Volumen materiales	Volumen huecos	Aridos	Rellenos	Mezcla
	100-b		b/P.e.bet. 0,97	r/P.e.ards 0,368	v+q	100/s	f x b	f x r	t/P.e.bet 0,97	u/P.e.ards 0,368	h+i	100xf/g	100-w	100-i	100xh/k	100-w / 100-z
b	r	f	q	v	s	g	t	u	h	i	w	z	j	k	l	m
3,38	96,62	2,353	3,278	35,556	38,834	2,575	7,953	227,347	7,714	83,663	91,37	91,37	8,63	16,34	47,18	8,5
4 31	95,69	2,399	4,181	35,214	39,395	2,538	10,339	229,560	10,029	84,478	94,51	94,52	5,49	15,52	64,62	5,5
5,21	94,79	2,401	5,053	34,882	39,935	2,504	12,509	227,591	12,134	83,753	95,88	95,88	4,12	16,25	74,64	4,-
6,11	93,89	2,399	5,926	34,551	40,477	2,470	14,658	225,242	14,218	82,889	97,11	97,12	2,89	17,12	83,06	3,-
6,98	93,02	2,380	6,770	34,231	41,001	2,439	16,612	221,387	16,113	81,470	97,58	97,58	2,42	18,53	86,94	2,5

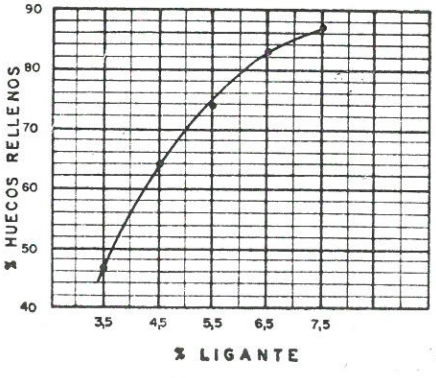
REPRESENTACION GRAFICA DE LOS RESULTADOS

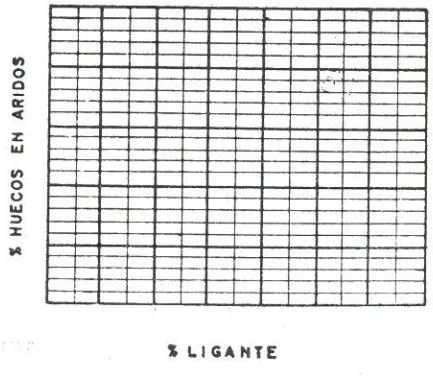












Se comprueba para el tanto por ciento óptimo de betún obtenido si los valores de la deformación y huecos están dentro del intervalo de su especificación.

Para hallar el contenido óptimo se pueden seguir otros criterios (Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, etc.).

BIBLIOGRAFIA

1. CENTRE DE RECHERCHES ROUTIERES: Code de bonne practique pour les bétons asphaltiques et bétons de goudrons.—Recommandation C. R. R. (R 23/61).
2. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS (M. O. P.): Instrucciones para el control de fabricación y puesta en obra de mezclas bituminosas.
3. DURIEZ, J., y ARRAMBIDE: Liants hydrocarbonés-Dunod, París (1954).
4. ESCARIO, J. L.: Caminos (Tomo II).
5. FANLO, LACLETA y VALERO: Firmes de carreteras y autopistas.—ETA, S. A. (1970).
6. FERNANDEZ DEL CAMPO, J. A.: La compactación de mezclas bituminosas. Cursillo de Asociación Española de la Carretera (1970).
7. FERNANDEZ DEL CAMPO, J. A.: Recomendaciones para el proyecto y construcción de firmes de obras de fábrica. Publicación núm. 24 (Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo) (1969).
8. HATHERLY y LEAVER: Asphaltic road materials. Arnold (1967).
9. HIGHWAY RESEARCH BOARD: Factors involved in the desing of asphaltic pavements surfaces. National cooperative highway research program report 39 (1967).
10. INSTITUTO DEL ASFALTO: Asphalt technology and construction. Instructor's guide (1971).
11. LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO: Estudio y valoración del procedimiento operatorio del método Hveem de dosificación de mezclas asfálticas para su empleo por los laboratorios regionales del Servicio de Materiales.
12. LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO: Programa para la puesta a punto de métodos de dosificación de aglomerados abiertos y bases bituminosas.
13. MARTIN Y WALLACE: Desing and construction of asphalt pavements. McGraw, Hill Book Company, New York (1958).
14. PROBISA: Mezclas en frío. Boletín de Información número 20.
15. ROAD RESEARCH LABORATORY: Materiales bituminosos en la construcción de carreteras (M. O. P., 1965).
16. ROAD RESEARCH LABORATORY: Norma B. S. 594.
17. S. E. T. R. A.: Directive pour la réalisation des couches de surface de chaussée de béton bitumineux (1969).
18. TESSONNEAU, P.: Le profilage des chaussées modernes.
19. VALERO, L.: La conservación de carreteras con mezclas bituminosas. Cursillo sobre compactación de carreteras (Madrid, 1972).

VIII DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES FLEXIBLES

8.1. GENERALIDADES

En el capítulo I se ha descrito brevemente el problema, complejo y lleno de matices, de dimensionar firmes de acuerdo con unos principios científicos y unas mínimas garantías de rigor.

El problema consiste, de forma general, en proyectar una estructura multicapa, satisfactoriamente económica, que sea capaz de servir para la rodadura de los vehículos durante un tiempo mínimo adecuado y previsto, sin que los materiales que la constituyen ni el suelo de la explanada se deformen, agrieten o disgreguen intolerablemente.

Para dimensionar firmes flexibles existen métodos completamente empíricos, basados en el análisis experimental de un gran número de estructuras de carreteras. Existen también métodos basados en hipótesis físicas (o racionales), que dan una solución en tensiones y deformaciones a partir de un modelo apriorístico, y, por último, métodos mixtos, basados en ambos sistemas anteriores. En muchos países se ha llegado en los últimos años a establecer una serie normalizada de secciones-tipo de carretera que facilitan la labor del proyectista en una cierta medida, aunque sin resolver, naturalmente, el problema básico, que solamente puede abordarse conociendo a fondo las propiedades de los materiales y el comportamiento mecánico de las estructuras.

Como en todo problema de diseño estructural se utilizan unas hipótesis básicas sobre materiales, condiciones exteriores, solicitaciones, evolución y deterioro de la estructura, etc. Hipótesis distintas según cada método de dimensionamiento.

Dentro de estas hipótesis determinadas hay que proyectar un firme de vida deseada, que resista las solicitaciones supuestas conocidas a que se va a ver sometido.

Los conceptos antes expuestos tienen que tratarse más extensamente, lo que se hará seguidamente agrupándolos de la siguiente manera:

a) Solicitaciones del tráfico.

b) Caracterización del suelo y de los otros materiales.

c) Influencia de la climatología, trazado, etc.

Queda, por último, y antes de analizar detalladamente los tres puntos anteriores, hacer constar lo difícil que es definir el grado de deterioro tolerable de un firme (o la vida del mismo) respecto al usuario, con objeto de poder establecer «tiempos» probables de proyecto y criterios sobre la conveniencia y momento oportuno para operaciones de conservación, reparación o reconstrucción.

Los criterios sobre el deterioro de un firme son actualmente de dos categorías:

1) Los que definen el estado de la superficie del pavimento en función de las deformaciones y fisuras existentes. En este caso suelen establecerse unos valores tope, más allá de los cuales el firme puede considerarse en condiciones inadmisibles para el usuario.

La ley empírica más conocida, basada en el principio anterior, es la obtenida en el ensayo AASHO para determinar el índice de servicio de un firme:

$$P.S.I. = 5{,}03 - 1{,}91 \log. (1 + SV_d\ 10^6) - 1{,}38\ (RD^2) - 0{,}01 \sqrt{c + p}$$

donde:

P.S.I. = Indice de servicio, con valor comprendido entre 0 y 5. Siendo 2, 5 ó 2, la cifra que indica la aceptabilidad mínima del firme.

SV_d = Variaciones en el perfil longitudinal valoradas con un sistema particular de medida.

RD = Deformaciones transversales.

c + p = Fisuras y zonas bacheadas.

Hay que destacar en la fórmula del P.S.I. la gran importancia de las deformaciones longitudinales, en primer término; de las transversales después, y la escasa importancia de la fisuración superficial, si no se acompaña de deformaciones.

En otros países se han utilizado criterios o fórmulas diferentes, tal como, por ejemplo, en Gran Bretaña:

Deformación transversal máxima admisible: 25 mm.
Fisuración máxima: 50 % de la zona afectada por el paso de las ruedas, etc.

2) Criterios tecnológicos para definir el comportamiento mecánico del firme. Dentro de ellos el más importante es el relativo a deflexiones superficiales admisibles, que, aunque es difícil de relacionar en todo momento con el deterioro efectivo del firme, se usa universalmente a causa de su simplicidad.

De todas formas, el problema no se reduce a determinar valores críticos, ya que debe tenerse en consideración los problemas y costes de la reparación más conveniente según los valores máximos elegidos de deterioración admisible.

8.2. SOLICITACIONES DE LOS VEHICULOS

8.2.1. **Area de contacto, presión de contacto y tiempo de carga**

Los neumáticos de los vehículos se apoyan sobre el firme según una «huella» de forma distinta para cada tipo de neumático, la presión de inflado y la carga por rueda del vehículo. Si el vehículo está en movimiento, aparte de variar ligeramente la forma de la huella, aparecen acciones distintas de las simplemente verticales, que son las que predominan cuando el vehículo está parado. Existen entonces tensiones tangenciales debidas al rozamiento y a los cambios de trayectoria, succiones y efectos verticales de impacto.

La distribución de tensiones dentro del área de contacto o huella no es uniforme.

Los neumáticos tradicionales (y menos los múltiple-radiales) transmiten presiones altas en los lados de la huella, con magnitud variable según la presión de inflado, y que son debidas a la rigidez del propio neumático.

De todas formas, y aunque estas presiones localizadas tienen importancia sobre la durabilidad de la capa de rodadura, al tratar del comportamiento del firme suele admitirse la hipótesis de que basta considerar una «presión de contacto» media, igual al cociente entre la carga de la rueda y la superficie del área de contacto aparente. Esta presión no es idéntica a la presión de inflado del neumático y la mayoría de los fabricantes proporcionan ábacos o tablas que relacionan las dos presiones.

Respecto a la diferencia entre el «área real de contacto» (la del caucho que está descansando sobre la carretera) y el «área aparente» (formada por la primera más la de los huecos de los canales

del neumático), y la de las presiones de contacto correspondientes, se admite que el proyectista del firme (no para el estudio de la calidad de los materiales de la capa de rodadura) sólo debe considerar la segunda, es decir, el «área de contacto aparente».

Los efectos dinámicos de los vehículos en movimiento se traducen en impactos y oscilaciones en los que intervienen el estado superficial de la calzada y el tipo de suspensión del vehículo.

En general, los vehículos en movimiento transmiten al neumático una carga de magnitud variable según un movimiento oscilatorio de la masa suspendida. La frecuencia varía con la velocidad y con el tipo de firme y los máximos pueden ser 40 ó 50 por 100 superiores a los normales con carga estática. Este aumento de carga se refleja sobre el pavimento en forma de aumento en la presión de contacto y de la superficie de la huella.

A la vista de todo lo anterior hay autores que recomiendan mayorar la presión estática de contacto y la carga prevista hasta un 50 por 100 (cifra quizás algo excesiva).

En resumen, como solicitación-tipo de los neumáticos sobre el firme puede admitirse la correspondiente a un área (circular para simplificar) uniformemente cargada con una presión vertical, algo superior a la estática de contacto.

La duración de la carga o el «tiempo de carga equivalente» es inversamente proporcional a la velocidad del vehículo. Este tiempo de carga tiene gran importancia al estudiar la respuesta de algunos materiales.

8.2.2. **Efecto de las cargas sobre el firme**

El efecto destructivo de las cargas del tráfico crece en proporción mucho más fuerte que la lineal, al aumentar aquéllas. El conocimiento preciso de la distribución de los pesos por eje, además del número total de los vehículos, tienen importancia básica a la hora de estudiar las condiciones resistentes de un firme, o de proyectar uno nuevo. El proyectista tiene que resolver dos problemas a la hora de determinar el tráfico de proyecto:

a) Determinación correcta del tráfico inicial de la carretera.

b) Previsión de la evolución de este tráfico en el futuro.

La determinación del tráfico inicial se hace en las vías existentes mediante conteos y pesadas de vehículos. En futuras carreteras debe estimarse a partir de los datos disponibles en otras vías paralelas, a partir de encuestas de origen y destino, estudios sobre demanda de tráfico, evolución de zonas industriales y urbanas, etc. En los dos ca-

sos, el conteo de tráfico, desde el punto de vista de su efecto en el firme, llevan a resultados poco significativos, aun habiendo hecho clasificaciones complementarias sobre tipos de vehículos: turismos, autobuses, camiones de dos ejes, etc. Los sistemas de pesaje del tráfico son más precisos y pueden hacerse usando básculas públicas y obligando a detenerse a los vehículos para pesarlos o mejor instalando básculas dinámicas, fijas o móviles, en puntos de la carretera, capaces de pesar, clasificar y totalizar los ejes de los vehículos, que, en plena marcha, han pasado sobre ellas. Modelos de estas básculas se han perfeccionado últimamente, llegándose a disponer en algunos países de básculas sencillas, de funcionamiento hidráulico, mecánico o electromecánico.

Se ha demostrado que errores en la caracterización del tráfico actual puede dar lugar a variaciones importantes en los espesores de los firmes proyectados con los métodos usuales. Hay que prever entonces espesores adicionales para mantener un intervalo de confianza aceptable respecto al buen resultado del firme. Estos espesores son más elevados cuanto peor es la precisión en la determinación del tráfico actual. Según algunos autores, utilizando únicamente como dato de tráfico la IMD, hay que proyectar espesores adicionales del orden de 5 ó 6 cm. de mezcla asfáltica. Conociendo la distribución real de pesos por eje, a partir de una báscula, el espesor adicional, según los mismos autores, deben ser sólo de 1 ó 2 cm.

Mayor problema encierra todavía la previsión de la evolución del tráfico actual para un período de diez o veinte años. En la evolución pueden intervenir: factores económicos del país, factores internacionales, evolución del parque de vehículos, cambio de características de los mismos, cambio en la política general de transportes, evolución económica de la región en que está la carretera, etc. En los países muy desarrollados, por ejemplo, el crecimiento anual de los vehículos y el recomendado para ser usado en los proyectos de firmes es solamente del 3 ó 4 por 100. En España, en la década de los años sesenta, ha habido crecimientos del orden del 20 por 100, mientras que en la década actual tienden a ser del orden de la mitad o inferiores.

También existen otra serie de consideraciones, tales como que, al aumentar el nivel de la vida de los países, disminuye el número relativo de vehículos pesados, o que el ferrocarril puede competir, según las distintas condiciones y momento, con parte del transporte de largo recorrido, etc.

En algunos métodos primitivos de dimensionamiento de firmes el tráfico sólo intervenía según la carga máxima por eje prevista. Tal es el caso de los primeros métodos racionales y de algunos empíricos, como el método CBR original.

Posteriormente se vio la necesidad de considerar el efecto de la repetición de cargas, esto es, del número total de ejes o vehículos.

El problema se resolvió, en varios métodos, aumentando los espesores de los firmes, utilizando generalmente leyes logarítmicas que relacionan el número de cargas a soportar con el espesor necesario. La caracterización del tráfico era normal hacerla usando únicamente la I.M.D. (tal es el caso de la Instrucción 6.1. I. C., que de esta forma hace la clasificación de tráfico ligero, medio y pesado).

Como el efecto de los turismos es prácticamente despreciable, desde el punto de vista destructivo, algunos métodos pasaron a considerar solamente el número diario de vehículos comerciales y su incremento previsto en el futuro (caso de la Road Note 29, de 1965).

En el ensayo AASHO se valoró de manera decisiva el efecto destructivo que sobre un firme tienen las cargas pesadas, estableciéndose el criterio de factores de equivalencia de ejes. Así el efecto destructivo de un eje de 18 t. era 23 veces mayor que el de un eje de 8,2 t., y el de un eje de 1 t. era sólo el 0,0002 del efecto destructivo de un eje de 8,2 t. Como consecuencia lógica se preconizó el empleo de un tráfico ficticio de proyecto que, expresado en un número de ejes-tipo (8,2 t., 10 t. ó 13 t.), ponderase los pesos de los ejes y su efecto destructivo mediante unos factores de equivalencia. De esta forma, en el ejemplo anterior, el paso de 100 ejes de 1 t., 10 de 8,2 t. y 1 de 18 t. tiene un efecto destructivo que se expresa por un número equivalente de ejes de 8,2 t. igual a:

$$100 \times 0{,}0002 + 10 \times 1 + 1 \times 23 = 33{,}02 \text{ ejes equivalentes de 8,2 t.}$$

De esta forma, en la mayor parte de los métodos empíricos modernos (incluida la R. N. 29 de 1971) definen el tráfico de proyecto siguiendo los pasos siguientes:

1.° Determinación del tráfico diario y del número medio de ejes por vehículo. Clasificación de estos ejes por pesos.

2.° Estimación de la distribución de los ejes por carriles y elección del tráfico en el carril más cargado, que, generalmente, en carreteras de varios carriles, es el exterior.

3.° Estimación del crecimiento medio anual del tráfico en el período de proyecto (diez, veinte años o más). Este crecimiento es del orden del 3 ó 4 por 100 en los países muy desarrollados y mayor en los demás.

4.° Ponderación de los ejes de tráfico existentes, mediante los factores de equivalencia, para determinar el tráfico diario equivalente (tráfico diario de proyecto) y el tráfico equivalente total (en el período de proyecto), ambos expresados en número de ejes-tipo (*).

(*) Este valor sirve para entrar en los ábacos de dimensionamiento y obtener directamente el espesor del firme necesario.

Existen simplificaciones en cada método, consistentes en ofrecer al proyectista ábacos o cuadros, para extraer directamente el tráfico de proyecto, según el tipo de vía de que se trate, la zona, etc. Estas simplificaciones nunca deben emplearse en países distintos de los originales, ya que están basadas en los datos específicos de tráfico de los mismos, que pueden ser muy diferentes de los otros lugares.

Hay que tener también presente que en teoría el efecto destructivos de las cargas del tráfico difiere con la estructura del firme. Los dos factores (tráfico y firme) no suelen relacionarse conjuntamente, salvo en el método de la AASHO. Por esta razón, entre otras, los factores de equivalencia de ejes son en cierto modo inseparables de su propio método.

En los métodos racionales se calculan las presiones y las deformaciones admisibles para cada capa. En ellos se opera con una carga tipo y hay que basarse en el conocimiento de las propiedades de los materiales para introducir los conceptos de «acumulación de efectos», «fatiga», etc. Se han incluido en capítulos anteriores la fórmula y el ábaco de Heukelom para mezclas bituminosas, algunas fórmulas establecidas en los EE. UU. para bases granulares sometidas a solicitaciones repetidas y en el próximo capítulo se incluyen las leyes de fatiga para hormigones usados en firmes rígidos.

El problema que debe resolver el proyectista es el de determinar el número de aplicaciones de carga, utilizando un ábaco de los existentes (Heukelomp), etc., hasta la rotura del firme, sabiendo que en una aplicación aislada se produce un estado tensional que se puede determinar con los métodos racionales (bicapa, tricapa, etc.). También, suponiendo conocido el número de aplicaciones de carga que el firme va a soportar en un tiempo determinado, elegir la estructura capaz de resistirlas.

Más complicado es el problema cuando el deterioro de la carretera se produce por la acumulación de deformaciones plásticas en sucesivas solicitaciones. Entonces los métodos multicapas elásticos o viscoelásticos no nos proporcionan en sí mismos ninguna información sobre las deformaciones remanentes, por lo que en caso de utilizarlos hay que hacer al tiempo una serie de consideraciones empíricas. De esta forma es bien conocida la ley logarítmica de la variación de las deformaciones remanentes en la superficie de la carretera, no siempre acorde con la realidad (figs. 8.1. y 8.2.), a partir de la cual, o de otras análogas, se puede prever la deformación que deberá producirse en un material al cabo de n aplicaciones de carga. Para ello también es fundamental determinar en laboratorio las características propias de los materiales teniendo en cuenta no sólo su respuesta elástica, sino también sus propiedades plásticas y de deformaciones remanentes.

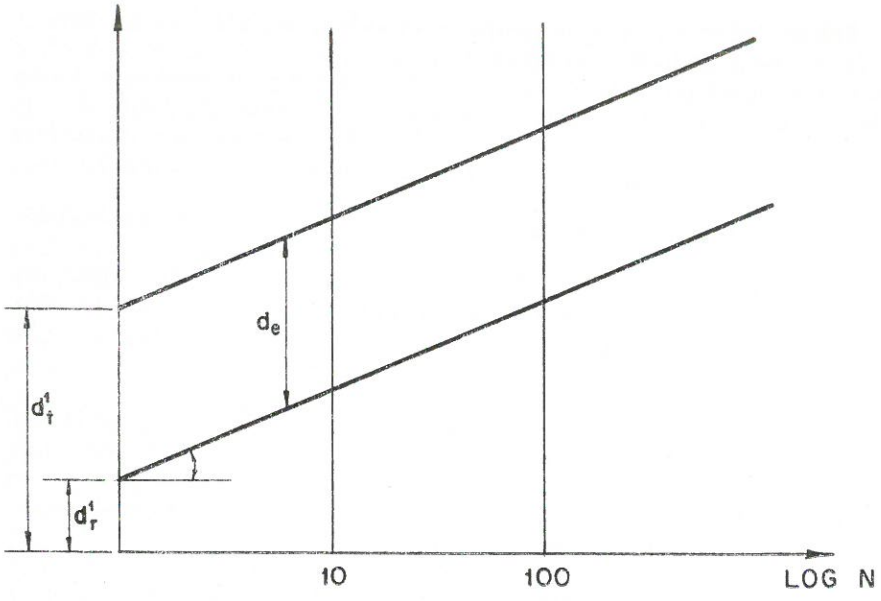


Fig. 8.1.

Variación de las deformaciones en función del número de ciclos.

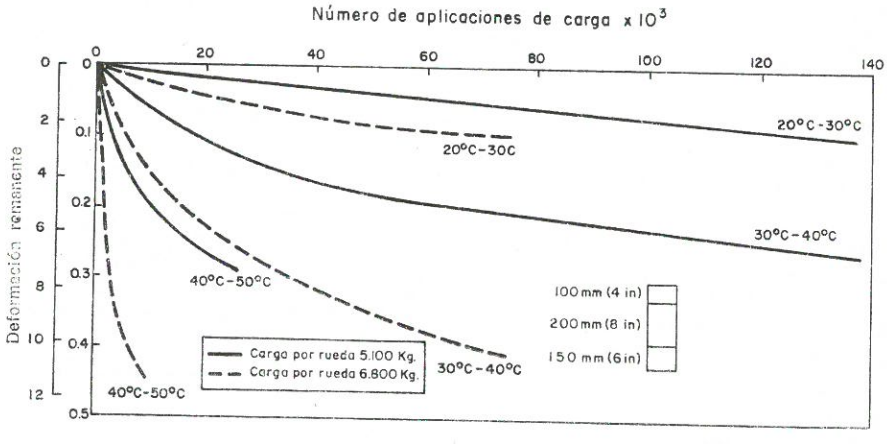


Fig. 8.2.

Relación entre la deformación remanente y el número de aplicaciones de carga, en función de la temperatura.

8.3. CARACTERIZACION MECANICA DEL SUELO Y DE LOS OTROS MATERIALES DEL FIRME

En la caracterización mecánica de los materiales de un firme radica uno de los problemas esenciales de la técnica actual de carreteras. La dificultad estriba en el complejo comportamiento de algunos, tales como los de tipo bituminoso o los de naturaleza tixotrópica, etc. Los métodos habituales de caracterización se basan en ensayos de base empírica (tales como el CBR, el valor R de California, etc.), de base racional (tales como los encaminados a determinar tensiones, módulos, etc.) o mixtos (deflexiones con viga Benkelman, determinación de propiedades intrínsecas de materiales tales como las clasificaciones de los suelos y sus características plásticas, etc.). Los resultados de cada tipo de ensayo suelen utilizarse como datos de entrada en los métodos encaminados a dimensionar, caracterizar o reforzar un firme. En algunos casos intervienen de forma esencial los problemas derivados de la acumulación de cargas, tales como la fatiga, mientras que en otros solamente se tienen en cuenta estos últimos efectos de manera empírica y marginal.

La caracterización de los materiales se suele hacer a partir de ensayos de laboratorio o «in situ», y como siempre que así se procede existe un problema importante, que es el de reproducir en el ensayo las condiciones reales que existen en los firmes, o el de establecer correlaciones entre los parámetros o índices determinados en los ensayos y el comportamiento que en la práctica tienen tales materiales.

8.3.1. **El suelo como cimiento de la carretera**

El suelo o «explanada» es el cimiento natural y habitual de un firme de carretera.

Las solicitaciones a que se ve sometido este cimiento son específicas y típicas de carreteras y completamente diferentes de las que tienen que soportar un suelo utilizado como «cimiento» de otra estructura cualquiera.

Estas solicitaciones son función, aparte de las características del tráfico, de la respuesta y rigidez de las capas superiores del firme.

El valor portante de los suelos se establece partiendo de unas ciertas hipótesis, sobre el estado de compactación de los mismos y su grado de humedad. ¿Cuál es en la realidad el contenido de agua y qué importancia tiene respecto a la función resistente de los materiales afectados? La importancia respecto a la función resistente puede determinarse con cierta facilidad experimentalmente. Sin embargo, el contenido real de agua en distintas épocas del año es difícil de conocer «a priori», siendo necesario realizar un estudio sobre la plu-

viometría de la zona, condiciones de drenaje del firme, fuerzas de capilaridad en la traza de la carretera, permeabilidad de los materiales, profundidad de la capa freática, etc. En este aspecto se han llevado a cabo numerosos estudios, estableciéndose algunos conceptos básicos, tales como el de «humedad de equilibrio», para unas condiciones dadas. En general, con climas áridos o semiáridos, los contenidos de humedad determinados experimentalmente debajo de las capas bituminosas de los firmes han resultado ser más altos que los previstos, según consideraciones teóricas, debido a numerosas causas, entre las que parece figurar el movimiento de vapor de agua en el suelo.

Hay países que, en un intento de normalizar los factores externos al firme y sus influencias a la hora del proyecto, han establecido unos grupos de climas-tipo y una clasificación de explanadas según la profundidad de la capa freática. La influencia de estos factores se combina con una clasificación de suelos y de esta forma se establecen parámetros que sirven para corregir los espesores de proyecto determinados por los métodos usuales. En cualquier caso, todos los países están de acuerdo en estudiar detenidamente el clima de cada zona y analizar su influencia en la durabilidad de los firmes.

Estudios de laboratorio «in situ» se han llevado a cabo reproduciendo las solicitaciones previsibles mediante sistemas de cargas repetidas sobre probetas con distintos grados de humedad, compactación y confinamiento.

Resumiendo las conclusiones existentes se pueden citar los puntos siguientes:

a) En la respuesta y comportamiento de los suelos (especialmente en los arcillosos) tiene una gran importancia no sólo la densidad seca del mismo, sino la humedad y sistema de compactación utilizado.

b) Para un tipo de solicitación (triaxial, por ejemplo), existe una tensión y una deformación máximas o de rotura. Cuando el suelo se somete a ciclos repetidos de carga, la tensión de rotura al cabo de varias aplicaciones es menor que la hallada inicialmente (fig. 8.3.).

c) El módulo de elasticidad de un suelo es función del grado de confinamiento del mismo, o mejor del desviador de tensiones $\sigma_1 - \sigma_3$ (fig. 8.4.).

d) El contenido en humedad del suelo es uno de los factores más importantes para hallar unas características resistentes. Los suelos con cohesión tienen caídas rápidas en unas propiedades portantes a partir de un valor determinado en el contenido de humedad.

e) El tiempo de aplicación de la carga y los tiempos de reposo influyen sobre la respuesta de los suelos, especialmente los arcillosos. Con cargas más rápidas las deformaciones son más pequeñas.

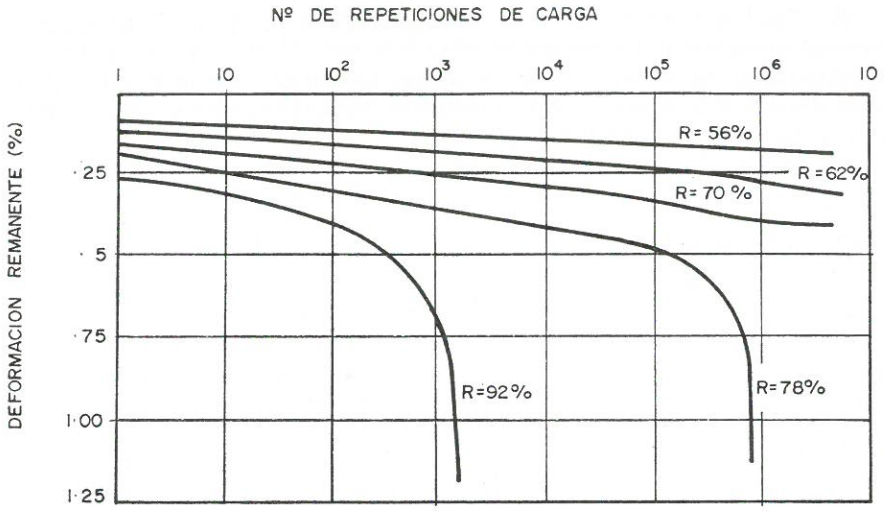


Fig. 8.3.

Relación entre la deformación permanente y el número de aplicaciones de carga para una arcilla saturada, normalmente consolidada (Lashine).

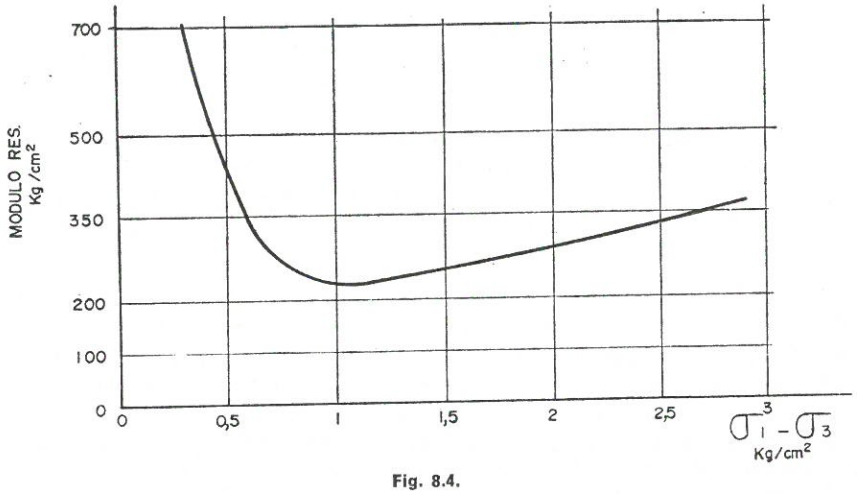


Fig. 8.4.

Efecto del desviador de tensiones sobre las características resilientes (suelo del ensayo AASHO, 200 repeticiones de carga).

Cuando la frecuencia de las aplicaciones es alta, pueden ponerse de manifiesto fenómenos de tixotropia, que disminuyen la resistencia del suelo.

f) En los últimos años, investigadores americanos han puesto a punto ensayos para determinar en los suelos la «succión». Característica que, expresada en las mismas unidades que la presión, han considerado como muy importante, no solamente para relacionarla con la humedad de equilibrio en la carretera, sino también para caracterizar propiedades intrínsecas del suelo.

En este último aspecto se han establecido varias correlaciones doble-logarítmicas lineales entre los módulos de resiliencia y los valores de la succión.

En la práctica actual las consideraciones anteriores no se tienen siempre presentes al dimensionar firmes, ya que se usan para caracterizar los suelos ensayos sencillos hechos en laboratorio o «in situ», que proporcionan índices sobre la capacidad portante del suelo incompletos o simplistas. De todas formas, y dado su uso generalizado, seguidamente se enumeran y describen los principales métodos en los apartados 8.3.3., 8.3.4., 8.3.5., etc.

8.3.2. Caracterización de los materiales de las capas superiores del firme

Como se ha indicado, parte de los ensayos descritos en el apartado anterior son aplicables tanto a suelos como a otros materiales del firme. Con ellos pueden determinarse módulos, deformaciones características u otros parámetros intrínsecos en todo tipo de materiales (a veces con excepción de los bituminosos).

Sobre el comportamiento y caracterización de los materiales granulares se ha tratado extensamente en el capítulo IV. En él se ha tratado especialmente de la influencia de la granulometría, forma de las partículas, grado de confinamiento, repetición de cargas, etc. sobre la respuesta de estos materiales.

Los materiales estabilizados con ligantes hidráulicos (cemento, cal, etc.) tienen un comportamiento mecánico relativamente simple y por ello es suficiente caracterizarlos con ensayos estáticos de rotura a compresión y a tracción. Están siendo indicados actualmente algunos estudios importantes sobre fatiga, aunque en general los criterios que sobre durabilidad se emplean ahora en los métodos de dimensionamiento se derivan del estudio de tramos y secciones experimentales de carretera.

Los materiales bituminosos son los que tienen un comportamiento reológico más complejo. En el capítulo VII se ha tratado con extensión los problemas existentes cuando se quiere caracterizarlos mecánicamente. La variación con la temperatura y el tiempo de aplición de la carga, de la rigidez de las mezclas, hace que sea imposible determinar unos parámetros característicos constantes, con los que

abordan un cálculo estructural único. Por ello, a veces puede recurrirse a dimensionar firmes con vistas a condiciones más desfavorables. Por ejemplo, pueden hacerse la hipótesis de alta rigidez (baja temperatura) del pavimento para determinar las máximas tensiones por flexión, y de baja rigidez (altas temperaturas) del pavimento para determinar la mayor presión vertical sobre las capas inferiores o el estado de compresiones en el pavimento.

Debido al anterior problema de la influencia de la temperatura sobre la deformabilidad de las mezclas bituminosas, y otros problemas tales como el de penetración de la helada, se han llevado a cabo estudios experimentales, y mediante modelos matemáticos, que de una forma satisfactoria permiten conocer la variación de temperatura en las capas del firme. Se hacen intervenir como datos de entrada la temperatura ambiente, el grado de humedad, la radiación solar y los parámetros térmicos característicos de los materiales del firme.

El procedimiento consiste en usar ecuaciones de Fourier del tipo:

$$\alpha \frac{\delta^2 T}{\delta x^2} = \frac{\delta T}{\delta t}$$

Donde: T = temperatura.
X = profundidad en el firme.
t = tiempo.
α = coeficiente de conductibidad térmica.

La solución de esta ecuación se hace utilizando sistemas mecanizados, pudiéndose extender el procedimiento a macizos multicapas de materiales diferentes, simplemente completando las condiciones de borde.

La mayor parte de los métodos empíricos de dimensionamiento, pese a todo, consideran las mezclas bituminosas como un material fácilmente caracterizable y de propiedades constantes; y basados en la experiencia (y a veces en ensayos de laboratorio) le atribuyen un módulo de elasticidad determinados, y una rigidez fija, según las características de la propia composición.

El método AASHO en sus últimas aplicaciones llega incluso a valorar la capacidad portante de las mezclas bituminosas, mediante relaciones simples con la estabilidad Marshall o con el valor obtenido del cohesiómetro de Hveem. Los métodos del Instituto del Asfalto y de la casa Shell, fijan como patrón una mezcla cerrada-tipo («de buena calidad») y a ella le atribuyen una rigidez y resistencia a tracción determinada en todos los casos.

Todas las simplificaciones anteriores son sumamente discutibles y peligrosas, y obligan al ingeniero a aplicar con gran atención los

métodos empíricos actuales, especialmente cuando sobre la carretera concurren algunas circunstancias extraordinarias no previstas en las bases del método.

8.3.3. **Ensayo CBR (California Bearing Ratio)**

Es uno de los ensayos empíricos más utilizados para caracterizar el cimiento del firme y constituye la base del método de dimensionamiento conocido con el mismo nombre.

El ensayo CBR consiste en determinar la carga que hay que aplicar a un pistón circular de 19,35 cm^2 para introducirlo en una muestra de suelo a una velocidad de 1,27 mm. por minuto, hasta obtener una penetración de 2,54 mm. (0,1 pulgada). En la figura 8.5. se da un esquema del aparato utilizado para este ensayo.

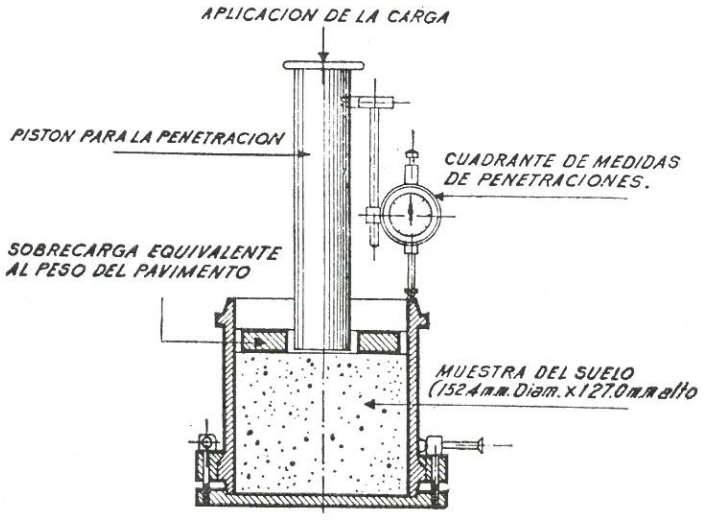


Fig. 8.5.

Esquema del ensayo CBR.

El índice CBR se define como: «La relación, expresada en tanto por ciento, entre la carga así determinada y la que se obtiene por el mismo procedimiento para una muestra tipo de piedra machacada». Si el índice CBR para una penetración de 0,2 pulgadas fuese mayor que el correspondiente a 0,1 pulgada. Se recomienda adoptar el 0,2 pulgadas.

Los valores correspondientes a la muestra tipo son:

TABLA I

Penetración (mm.)	Carga unitaria (kg/cm^2)
2,54	70,31
5,08	105,46
7,62	133,58
10,16	161,71
12,70	182,80

Para el ensayo de penetración se coloca sobre la muestra una sobrecarga anular, aproximadamente equivalente al espesor de firme que se espera obtener. Dibujada la curva del ensayo carga-penetración, se deduce de ella la carga correspondiente a una penetración determinada. Si la curva presenta un punto de inflexión, éste se elimina corrigiendo el origen (Fig. 8.6.).

El ensayo se efectúa sobre el terreno o bien, más generalmente, sobre muestras remoldeadas.

La resistencia de un suelo dado depende de dos factores: densidad y humedad. La densidad de la muestra deberá ser la que se espere obtener con el medio de construcción que se emplee. Para prever las peores condiciones de resistencia, que generalmente coinciden con el máximo contenido de humedad, puede sumergirse la muestra durante algunos días en agua, después de compactada y colocar una sobrecarga equivalente al peso del pavimento mientras se satura.

Para obtener en la práctica el CBR se empieza por determinar la humedad óptima de compactación que se vaya a exigir. Después se preparan tres muestras con dicha humedad y se compactan con tres energías de compactación diferentes, una la tomada como tipo y las otras dos menores. Las muestras se dejan saturar durante cuatro días con una sobrecarga equivalente al peso del pavimento y a continuación se las somete al ensayo de penetración.

Es conveniente tener una idea de cómo variará el CBR con la humedad de compactación y la densidad obtenida, y poder apreciar el efecto que produce en el espesor necesario de firme una variación de la densidad o de la humedad. En las figuras 8.7. y 8.8. se muestran las curvas densidad-CBR y humedad-CBR. En general, el índice

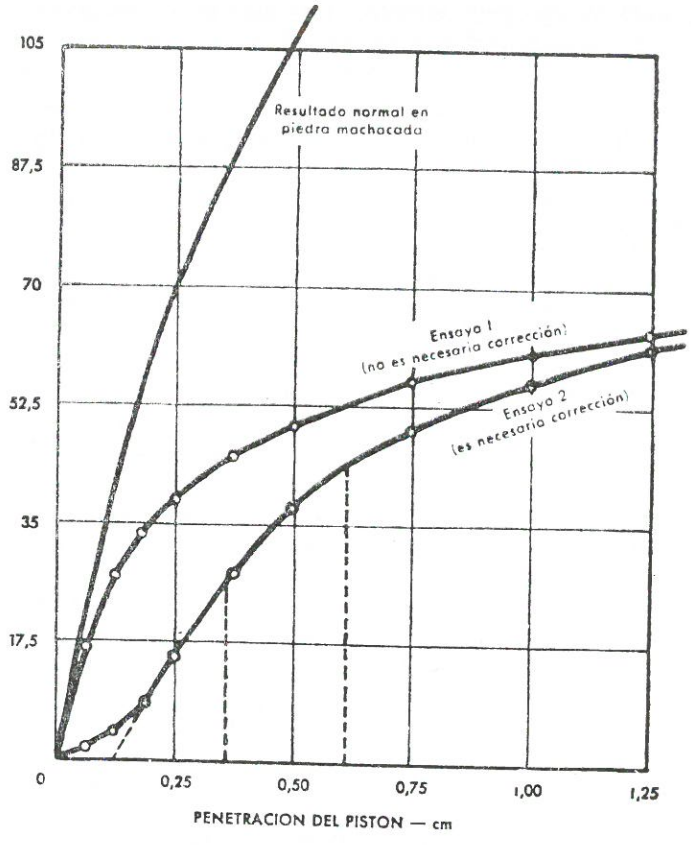


Fig. 8.6.

Curvas carga-penetración y corrección del punto de inflexión.

CBR aumenta cuando las densidades alcanzadas son mayores, aunque este principio puede no cumplirse en algunos suelos de grano fino.

El sistema descrito de sumergir las muestras en agua, resulta en la mayoría de los casos excesivamente pesimista, pues aunque el suelo en obra esté saturado, se encuentra comprimido por las fuerzas capilares, mientras que en el ensayo equivale a suponer que el nivel de agua está a la cota de la superficie del terreno, lo que no sucederá normalmente.

Menos pesimista es el criterio de la humedad de equilibrio. El terreno se compacta en unas ciertas condiciones de humedad y densidad, pero estas condiciones van variando hasta llegar a un estado

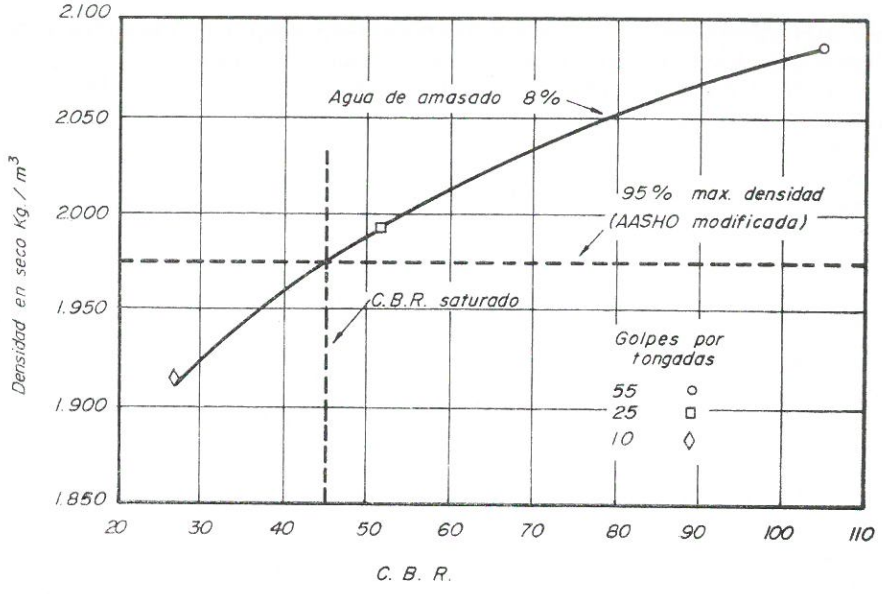


Fig. 8.7.

Relación entre el CBR y la densidad en seco.

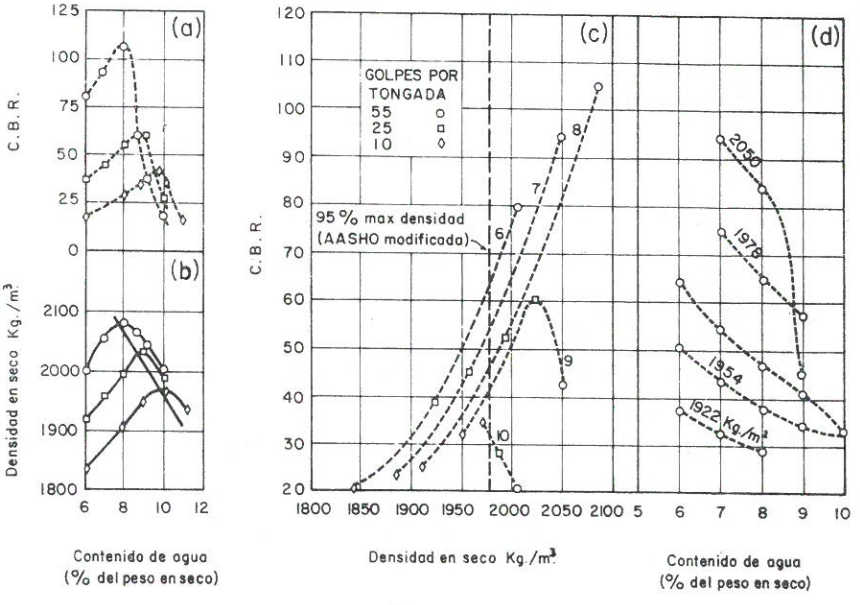


Fig. 8.8.

Relaciones entre CBR, densidad y humedad.

de equilibrio. Como humedad de equilibrio puede tomarse la existente bajo los firmes con varios años de vida, en la misma zona, con un terreno y drenaje análogos. Otra forma de determinar la humedad de equilibrio es la que se basa en la consideración de que, si bien la superficie del terreno, antes de cubrirse con la capa de pavimento impermeable, estará sometida a variaciones estacionales de humedad, a una cierta profundidad la humedad se mantendrá prácticamente estable a lo largo de todo el año. Si el terreno es homogéneo hasta esa profundidad puede suponerse que la humedad de equilibrio bajo el firme será igual a la del terreno a la profundidad citada, ya que el pavimento lo protege de los ciclos de humedad y sequedad.

Si el ensayo se realiza sobre muestras no perturbadas, puede seguirse el criterio de saturar la muestra o ensayarla con la humedad de equilibrio, tomándola a la profundidad en que la humedad sea la de equilibrio.

Si el ensayo se efectúa «in situ», se procede a la penetración sobre el terreno con un aparato análogo al de laboratorio, pero con el inconveniente de que no pueden variarse fácilmente las condiciones de humedad. Si se sigue el criterio de la humedad de equilibrio se efectúa el ensayo a la profundidad de equilibrio y si se sigue el criterio de saturación de la muestra, se efectúa sobre la superficie del terreno y se le aplica un coeficiente de corrección.

La utilización del índice CBR como dato básico para el dimensionamiento de firmes flexibles, obliga a analizar detenidamente la fiabilidad de los resultados, su dispersión y, en definitiva, a someter a una crítica estricta todo el ensayo. Defectos importantes del método CBR son los siguientes:

— No puede usarse en el ensayo material mayor de 20 mm.

— La forma de la aplicación de la carga y su escasa relación con las condiciones reales de las solicitaciones a las que está sometido el firme.

— Para materiales sin cohesión, los resultados obtenidos son demasiado pesimistas; mientras que, en arcillas puede no ser suficiente la inmersión de cuatro días al no conseguirse la saturación.

— El ensayo es poco aplicable en materiales con un CBR > 20.

— Pequeñas variaciones, en la forma de realizar el ensayo, introducen diferencias apreciables en los resultados, tal como se aprecia en la figura 8.9.

A la vista de las anteriores críticas parece clara la tendencia para los próximos años de emplear para caracterizar la capacidad

portante de los suelos, otros ensayos de fundamento más racional, tales como triaxiales, ensayos de cara «in situ», métodos vibratorios, etcétera.

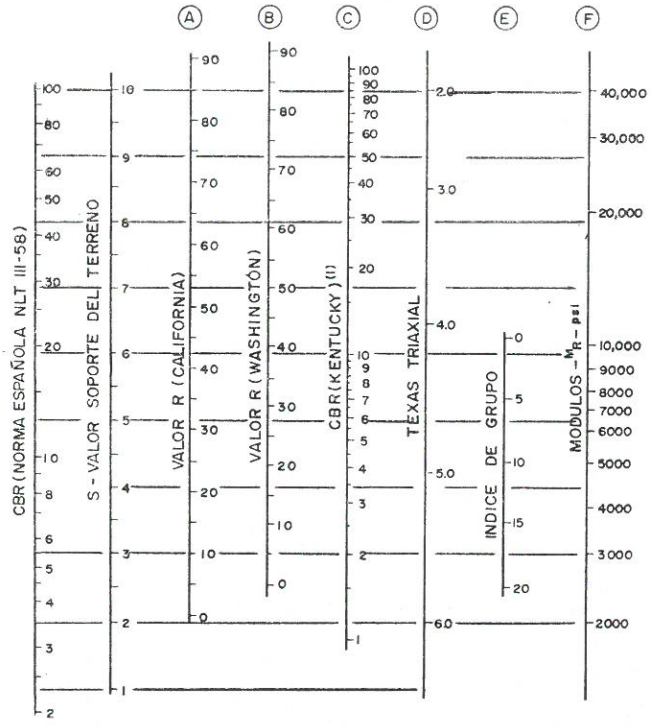


Fig. 8.9.

Correlación para estimar el valor soporte del suelo (S) (Lidle).

De todas formas, el valor del índice CBR sigue utilizándose en la mayor parte de los métodos empíricos para, como dato de entrada, caracterizar el valor portante del suelo. Numerosas correlaciones se han publicado relacionando este índice con otros parámetros característicos, tal como se indica en la figura 8.9. La mayor preocupación se ha centrado en correlacionar el valor CBR y el del módulo de elasticidad del suelo.

Se ha empleado extensamente la relación:

$$E = 65 \cdot (CBR)^{0,65}$$

donde E = el módulo de elasticidad obtenido con cargas estáticas.

El método de dimensionamiento de la Sociedad Shell utiliza como parámetro característico del suelo un módulo de deformación dinámico definido empleando un vibrador semi-pesado, desarrollado por esta sociedad. La correlación entre este módulo y el CBR es la siguiente:

$$E = 100 \cdot (CBR)$$

Así, por ejemplo, un suelo con CBR = 5, se le puede atribuir un módulo dinámico de deformación de 500 kg/cm^2.

Otras muchas correlaciones se utilizan entre el CBR y los módulos de deformación con placa, I. G., el valor R de Hveem, etc., tal como puede verse al estudiar los métodos de dimensionamiento del A. I., AASHO, Instrucción 6.1. I. C., etc.

8.3.4. **Ensayos de carga con placa**

Los ensayos de carga con placa consisten en aplicar una presión determinada mediante una placa a la superficie del terreno (o capas) que se desea caracterizar, anotando el asiento de la placa correspondiente a cada presión aplicada (Fig. 8.10.).

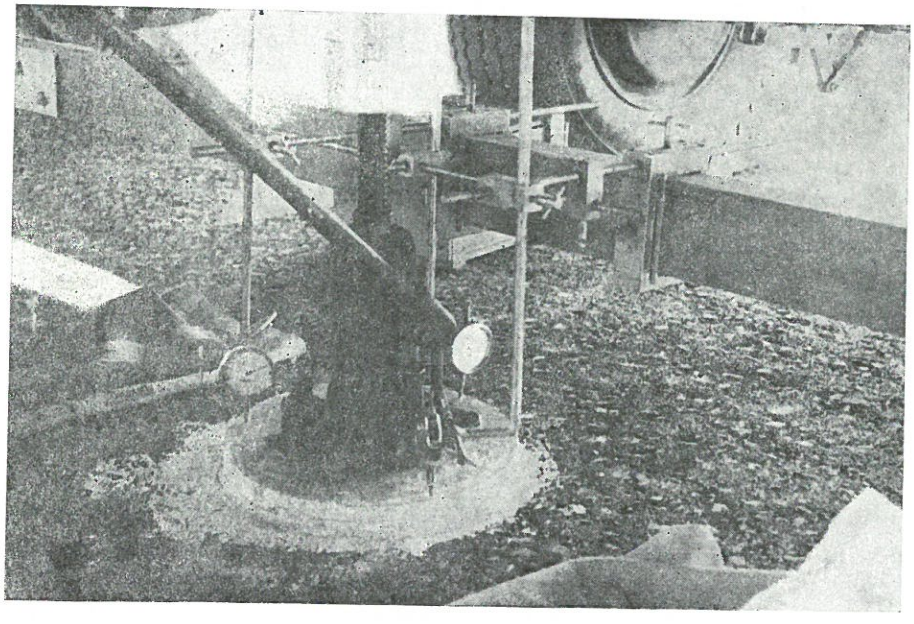


Fig. 8.10.

Placa de carga en posición de ensayo.

Las variables que intervienen en estos ensayos son las siguientes:

— Las condiciones propias del terreno.
— Las condiciones propias de la placa y su instalación.
— El modo de aplicar la presión (por escalones, en función de la deformación que se registra, etc.).
— El tiempo.

Cuando a un suelo se le aplica una presión determinada de manera instantánea, el asiento de la placa viene dado por una curva de la forma de la figura 8.11. (rama A). Si en un momento determinado desaparece la carga, la deformación se recupera según la rama B. Si en la misma escala de los tiempos representamos las presiones (Kg/cm^2) de la placa, la gráfica ideal presión-deformación se indica en la misma figura.

Si en lugar de aplicar una carga total única se aplica la carga total mediante escalones sucesivos obtendremos las curvas de la figura 8.12. El momento de pasar de un escalón de carga al siguiente se fija, bien por el tiempo que debe mantenerse la presión del escalón anterior, o bien considerando una deformación máxima en un tiempo convenido (por ejemplo, 0,02 mm. cada dos minutos).

Por último, es posible fijar el aumento de carga en función del tiempo, con lo que se llega a un ensayo en condiciones más constantes para todos los casos. La figura 8.13 representa las gráficas

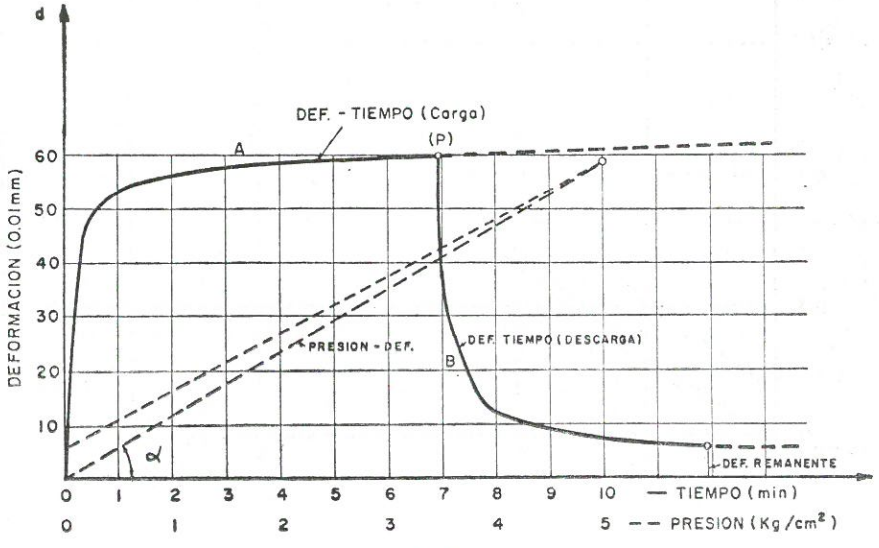


Fig. 8.11.

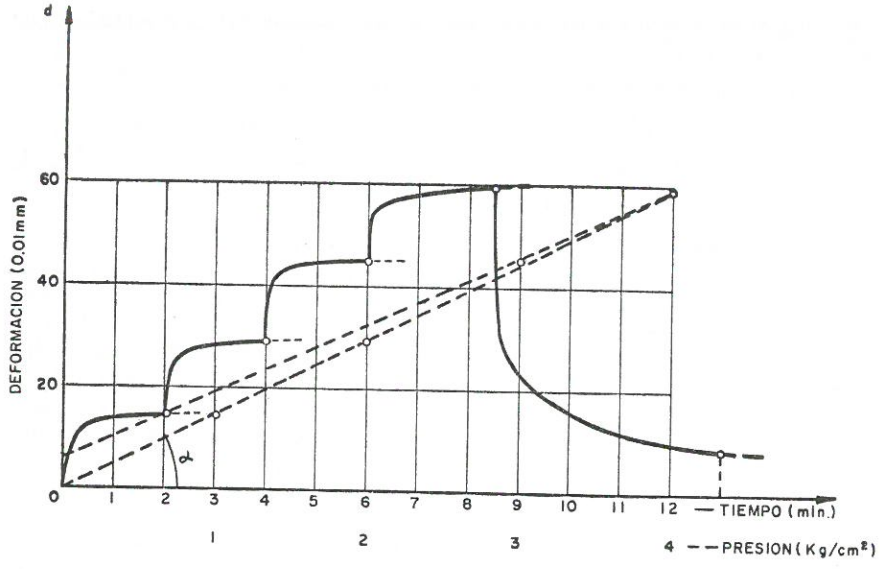


Fig. 8.12.

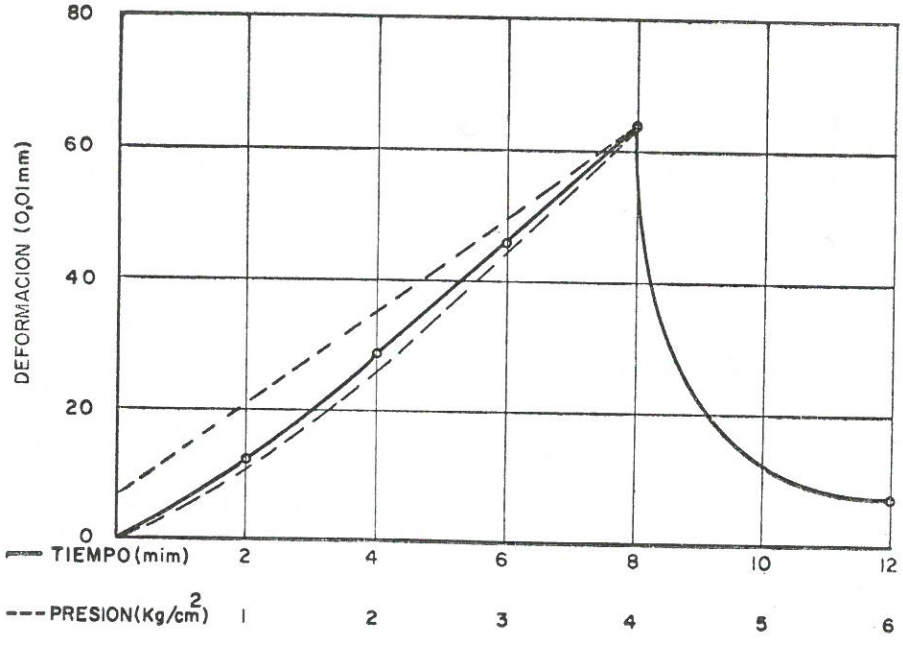


Fig. 8.13.

deformación-tiempo y deformación-tensión, que entonces serán idénticas en una cierta escala.

Las normas que en distintos países regulan el sistema de aplicación de las cargas se basan en uno o varios de los esquemas precedentes. El conjunto de aparatos es el mismo, prácticamente, en todos los casos:

— Remolque, camión o sistema de reacción con peso suficiente para poder aplicar en la placa la carga que se desea.

— Gato hidráulico (o mecánico) con capacidad de carga suficiente. En el caso de cargas muy rápidas será necesario utilizar un dispositivo especial consistentes en una bomba capaz de transmitir impulsos rápidos a la carga.

— Placas rígidas, semirrígidas o flexibles de distintos diámetros: 15,2-30,5-45,7-61-76,2-91,5-106,8 centímetros normas americanas); 16-30 centímetros (normas VSS); 30-60 centímetros (normas alemanas).

  Es importante conseguir una superficie de contacto uniforme entre la placa y la superficie del terreno, por lo que suele interponerse una capa de arena, escayola o caucho. Las condiciones del ensayo varían en cada uno de los casos, ya que al cambiar la rigidez de la placa aplicada varía la distribución de presiones (fig. 8.14.).

— Puente de referencia y sistema de medida. La condición especial que debe de cumplir el puente de medida es la de su «inmovilidad», bien sea ante agentes externos (viento, vibraciones de tráfico, etc.) o bien ante el propio ensayo.

Unidos al puente se encuentran los comparadores. Estos comparadores (uno, dos o tres) descansan sobre la placa y, a veces, sobre el terreno para poder estudiar también cómo se deforma. Hoy día se han empezado a emplear, sobre todo en ensayos rápidos, captadores y asimismo sistemas automáticos de registro.

Se pasa seguidamente a resumir algunos de los métodos de ensayo de carga con placa más utilizados.

Ensayos VSS (Suiza): El ensayo de carga puede realizarse sobre cualquier capa del firme a falta de pavimento. En ningún caso el ensayo está previsto sobre las capas bituminosas.

Los diámetros de placa utilizados son de 16 y 30 centímetros, y siempre tres a cinco veces mayor que el tamaño del mayor árido de la capa.

El ensayo se realiza mediante un único ciclo. El modo de operar es mediante escalones, según el cuadro siguiente (gráfica análoga a la de la figura 8.12.).

TABLA II

Capa	Presión inicial	Escalones	Presión máxima
Terreno natural	0,5 kg/cm²	0,5 kg/cm²	2,5 kg/cm²
Sub-base	0,5 kg/cm²	1 kg/cm²	4,5 kg/cm²
Base	0,5 kg/cm²	1 kg/cm²	5,5 kg/cm²

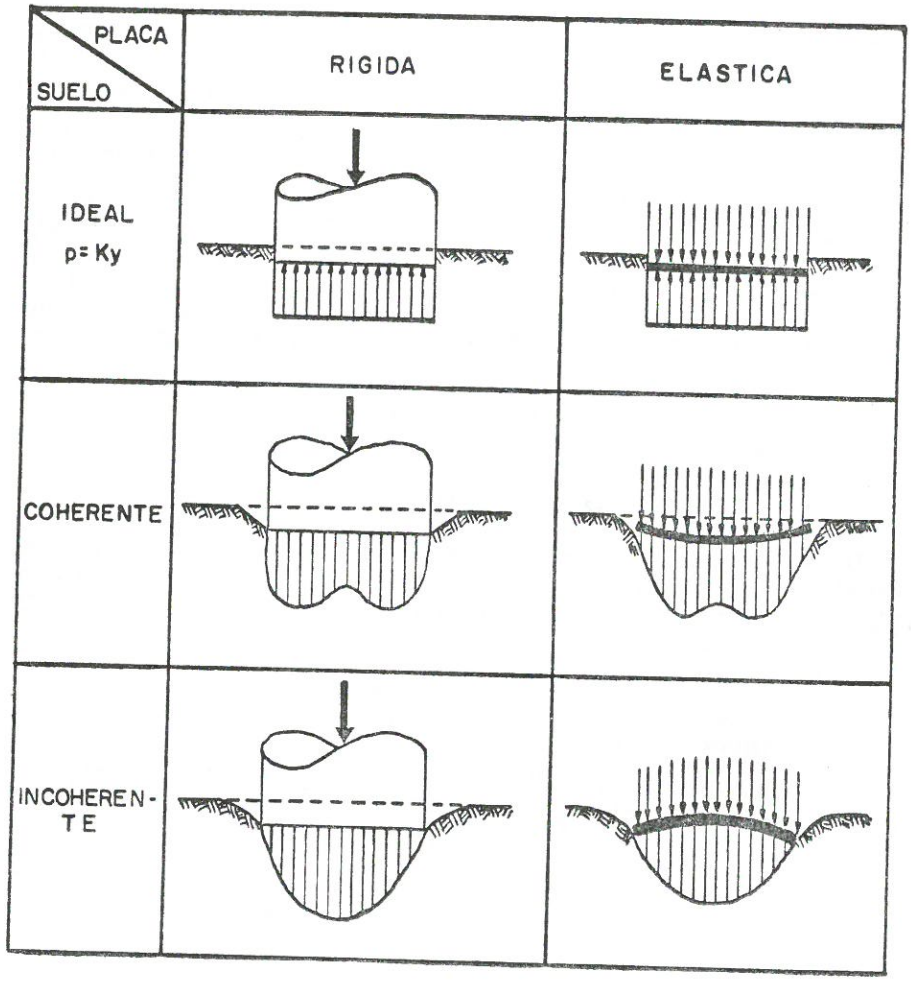


Fig. 8.14.

Distribución de presiones en un macizo según las rigideces de la placa y del terreno (tesoriere).

El método VSS, partiendo de la curva presión-deformación obtenida, define dos módulos:

$$\text{Módulo de reacción} = \operatorname{tag}\alpha = \frac{P}{d}\ (kg/cm^2).$$

$$\text{Módulo de compresibilidad} = \frac{P}{d} \cdot 2a\ (kg/cm^2).$$

P y d deben medirse en los siguientes escalones:

— Entre 0,5 y 1,5 kg/cm² para suelos.
— Entre 1,5 y 2,5 kg/cm² para sub-base.
— Entre 2,5 y 3,5 kg/cm² para bases.

A nuestro juicio, debe siempre dibujarse la curva y elegir el intervalo más representativo.

Si el ensayo se realiza sobre un macizo, aproximadamente elástico, la relación entre el módulo de elasticidad E y el de compresibilidad M es la siguiente:

$$E = (1 - \mu^2)\ M.$$

$$E = 0{,}75\ M; \quad \text{si } \mu = 0{,}5 \text{ (suelo incompresible).}$$

A partir de este ensayo las normas suizas fijan las siguientes prescripciones y criterios que sirven para aceptar o rechazar las capas correspondientes y analizar su grado de compactación:

— Ensayo sobre explanada mejorada $M > 150\ kg/cm^2$
— Ensayo sobre sub-base granular $M > 800\ kg/cm^2$
— Ensayo sobre base granular $M > 1.000\ kg/cm^2$

Ensayos alemanes: Se utiliza el mismo equipo que en los ensayos VSS. Los diámetros de las placas son de 30 y 60 cm. (siendo el diámetro, por lo menos, cinco veces mayor que el tamaño máximo del árido más grueso).

Se efectúa un primer ciclo de carga en siete escalones, de tal forma que la deflexión final se aproxime a 2 mm. (fig. 8.15.). Se realiza a continuación un segundo y un tercer ciclo de carga análogo al primero. A partir de estos ensayos se definen dos módulos de deformación: el del primer ciclo y el del segundo ciclo:

$$E_1 = 1{,}5\ \frac{P}{d_1} \cdot a$$

$$E_2 = 1{,}5\ \frac{P}{d_2} \cdot a$$

Las normas alemanas (ZTVE - STB 59) establecen los siguientes valores para E_1 y E_2:

TABLA III

	Material	Compactación P. N.	E_2	E_1
Capa de base	Gravas, etc.	103 %	1.200	550
Sub-base (20 cm.)	Coherentes	100 %	450	450
	No coherentes	103 %	1.200	550
Explanada (última zona)	Coherentes	97 %	300	150
	No coherentes	100 %	600-1.000	270-450
Terraplén	Coherentes	92 %	200	100
	No coherentes	95 %	450- 700	200-320

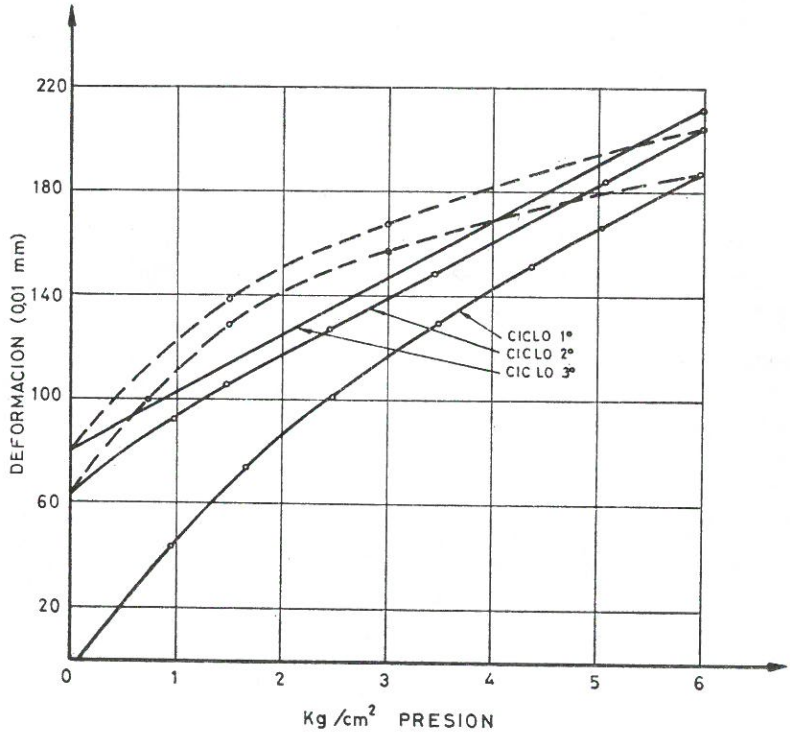


Fig. 8.15.

Normas alemanas de carga.

Como se apreciará, hay notables diferencias entre E_1 y E_2. Las normas alemanas establecen para ellas que:

$$\frac{E_2}{E_1} \leq 2 \text{ suelos coherentes}$$

$$\frac{E_2}{E_1} \leq 2{,}2 \text{ arenas y gravas}$$

Ensayos Westergaard: El ensayo Westergaard está realizado generalmente con una placa de 76 cm. y con un ciclo único de carga. Se aplica una carga de 0,7 kg/cm² (10 psi), que se mantiene hasta que el asiento de la placa es inferior a 0,05 mm/min.

Westergaard define el coeficiente de balastro o módulo de reacción del suelo como la relación entre la presión aplicada y el asiento correspondiente. Actualmente, en la literatura técnica de EE. UU., se puede definir de la misma forma el valor soporte del terreno, pero fijando previamente la deformación en 1,25 mm. (0,05"). Es decir, que «valor soporte es la presión que, aplicada a una placa de 76 mm. de diámetro, produce sobre el suelo una deformación vertical de 1,25 milímetros».

El «Corps of Engineers» precisa que en los suelos coherentes, en los que el asiento sea inferior a 1,25 mm., es preciso establecer una curva de carga-deformación midiendo las deformaciones nuevas hasta que aquélla alcance 2,1 kg/cm².

Cargas a velocidad constante: Para evitar influencia del tiempo sobre la dispersión de resultados, especialmente cuando los materiales del firme no son idealmente elásticos, se ha recurrido últimamente al empleo de sincronizadores de carga, que regulan una cadencia fija en todo el ensayo (expresada, por ejemplo, en bares/minuto). Con este procedimiento los errores son menores que con los métodos convencionales de puesta en carga por escalones (fig. 8.16.), por lo que pueden determinarse mejor las deformaciones remanentes y las elásticas incluso sobre materiales de reología compleja. Si se hacen ensayos más rápidos aumentando la velocidad de puesta en carga, nos podemos aproximar a los métodos pulsatorios y vibratorios que modernamente se emplean con profusión en carreteras y que no sólo miden la respuesta elástica de un firme ante una carga aplicada durante un tiempo equivalente al del tráfico real, o incluso menor, sino que pueden estudiar la evolución de las características mecánicas y de otros tipos ante la aplicación repetida de un gran número de cargas.

Cargas repetidas: En distintos países, y especialmente en los centros y pistas de ensayo, se han realizado numerosos estudios partiendo de ensayos de cargas repetidas, bien lentas o rápidas.

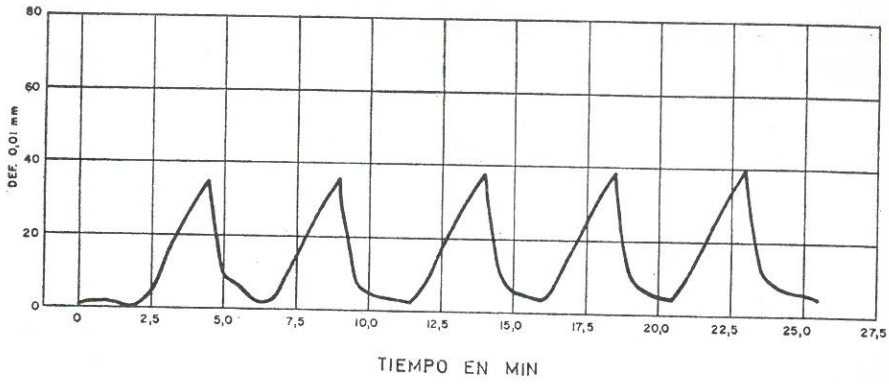


Fig. 8.16.

Ensayos repetidos de carga a velocidad de 2 kg/cm/min.

Las cargas lentas han sido aplicadas con gatos de aceite, accionados, en general, por grupos moto-bomba.

La duración de un ciclo (carga-descarga) es del orden de cuatro segundos. Los asientos suelen leerse con comparadores cada cinco o diez ciclos. También es normal leer y estudiar la deformación de la superficie cargada en las proximidades de la placa de carga. Se llega a un número de ciclos del orden de 100, 500 y 1.000.

Las cargas rápidas se aplican con bombas hidráulicas especiales, que dan de 150 a 500 impulsos por minuto, llegándose hasta 10 ciclos.

La forma de estos impulsos suele ser variable (análoga a la producida por el tráfico, de forma rectangular, trapecial, etc.).

8.3.5. **El Indice de Grupo**

Es un valor que se deduce de las características intrínsecas de los materiales de la explanada mediante una forma polinómica en la que interviene la granulometría y las características plásticas de los mismos.

El índice de grupo viene dado por la fórmula:

$$IG = 0{,}2\ a + 0{,}005\ ac + 0{,}01\ bd$$

en la que:

a = exceso sobre 35, del contenido de material que pasa por el tamiz 200, sin pasar de 75 (comprendido entre 0 y 40).

b = exceso sobre 15, del contenido de material que pasa por el tamiz 200, sin pasar de 55 (comprendido entre 0 y 40).

c = exceso sobre 40 del L. L. sin pasar de 60 (entre 0 y 20).

d = exceso sobre 10 del I. P. sin pasar de 30 (entre 0 y 20).

Los valores de I. G., a, b, c y d se expresan como números enteros y positivos.

El valor del I. G. ha servido también como dato de entrada en métodos de dimensionamiento de firmes, para valorar la capacidad portante de la explanada, y, por lo tanto, para determinar (de forma similar a como se hace con el índice CBR) el espesor necesario de firme a construir. En algunas ocasiones se puede proceder en primera aproximación con la clasificación HRB del suelo de la explanada, ya que es fácil, dentro de ciertas variaciones, establecer correlaciones entre el I. G., el CBR y el tipo de suelo de que se trate. (Véanse ábacos de las figuras 8.9. y 8.44.).

Se puede caracterizar el terreno mediante su módulo de reacción o de deformabilidad obtenido con el ensayo de carga con placa (el valor soporte S es en determinadas condiciones de ensayo un módulo de reacción), aunque en este caso hay que esperar a hacer los ensayos cuando las obras de explanación estén ya terminadas.

8.3.6. **Otros métodos estáticos de ensayo**

Algunos otros ensayos de laboratorio, tales como el estabilómetro de Hveem, han sido utilizados para determinar un valor característico de la resistencia de cada material (valor R) que pueda servir como dato de entrada para dimensionar firmes. Este último índice, el valor R de Hveem, ha desplazado en California, paradójicamente, la utilización del CBR y tiene la ventaja, como se ha dicho al tratar de mezclas bituminosas, que se puede determinar para todo tipo de materiales, tanto cohesivos como granulares estabilizados, hasta llegar incluso a las mezclas bituminosas. El valor R de Hveem viene dado por la fórmula:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2{,}5}{D}\left(\frac{P_v}{P_h} - 1\right) + 1}$$

siendo D = coeficiente corrector de presión.

P_v = presión vertical aplicada.

P_h = presión horizontal aplicada.

Aparte de los métodos anteriores es de prever un desarrollo cada día mayor de los ensayos de laboratorio de tipo racional, tales como «triaxiales normales», «rápidos» y «con cargas repetidas», ensayos de compresión, etc. La mayor parte de estos métodos ya pueden considerarse como dinámicos y de ellos se tratará más adelante.

8.3.7. **Susceptibilidad a la helada de los suelos**

En los países donde existe peligro de que la helada actúe sobre los materiales del firme y de la explanada, los criterios de dimensionamiento se encuentran totalmente condicionados a prevenir el efecto pernicioso de la misma, ya que cuando los materiales del firme son susceptibles de almacenar en su estructura gran cantidad de agua, tal como sucede con las arcillas y los limos, existe un fenómeno de dilatación y de concentración del agua en grandes cristales de hielo al descender la temperatura, y un fenómeno de pérdida total de capacidad portante cuando llega la época del deshielo. Para que se produzca este fenómeno son precisas tres condiciones:

1.ª Que el suelo sea «susceptible» a la helada.

2.ª Que exista una fuente abastecedora de agua.

3.ª Que las temperaturas inferiores a 0° se mantengan persistentemente.

Desde el punto de vista de susceptibilidad a la acción de la helada, se clasifican los suelos en los siguientes grupos, ordenados de menor a mayor:

TABLA IV

Grupo	DESCRIPCION
F-1	Suelos de grava que contienen entre el 3 y el 20 por 100 en peso inferior a 0,02 mm.
F-2	Arenas que contienen entre el 3 y el 15 por 100 en peso inferior a 0,02 mm.
F-3	a) Suelos de grava que contienen más del 20 por 100 en peso inferior a 0,02 mm. y arenas, excepto arenas finas limosas, que contienen más del 15 por 100 en peso inferior a 0,02 mm. b) Arcillas con índice de plasticidad superiores a 12.
F-4	a) Todos los limos, incluso los limos arenosos. b) Arenas finas limosas que contienen más del 15 por 100 en peso inferior a 0,02 mm. c) Arcillas con índices de plasticidad inferiores a 12.

La influencia de las temperaturas se suele caracterizar por el llamado «Indice de helada». Para determinarlo se dibuja la curva acumulativa de las temperaturas medias diarias en grados centígrados desde el principio del otoño hasta la primavera (fig. 8.17.).

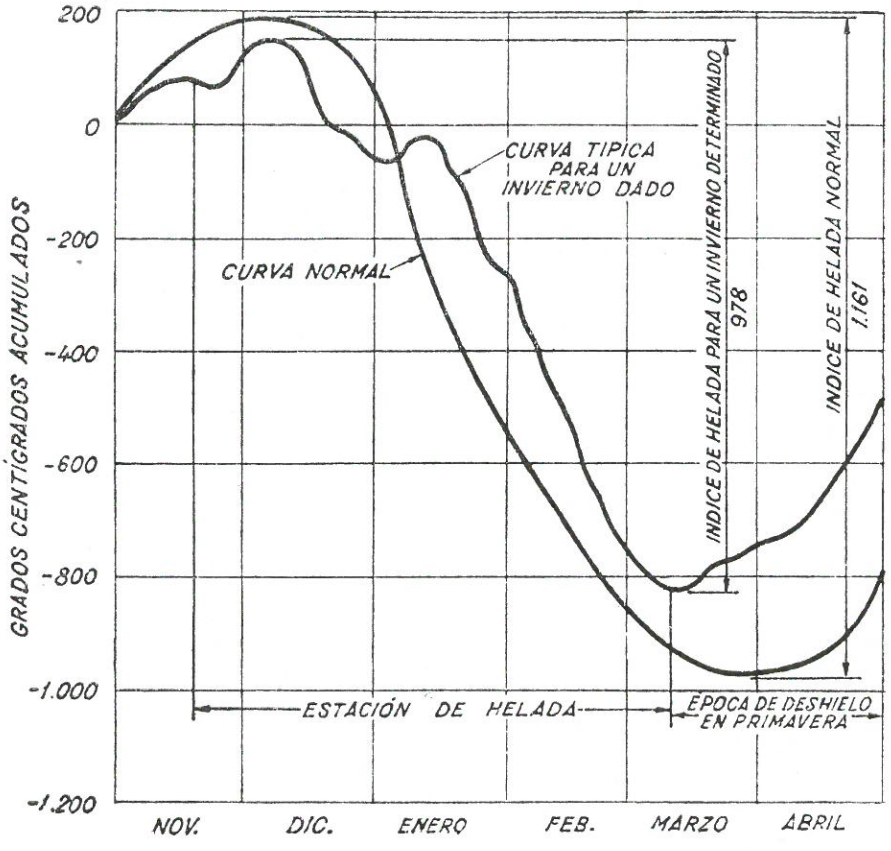


Fig. 8.17.

Curva de temperaturas acumuladas.

La diferencia en valor absoluto entre el máximo y el mínimo de la curva expresada en grados da el índice de helada del invierno estudiado. Para caracterizar una zona determinada se suelen promediar los I. H. de diez años consecutivos. La razón de la acumulación de temperaturas de la curva de la figura 8.17. radica en que, como se ha dicho, la formación de gran cantidad de hielo se debe sobre todo a un efecto lento y prolongado.

Para prevenir el efecto de la helada se han desarrollado unos métodos que determinan el espesor necesario de firme (no susceptible al efecto helada) según el I. H., el tráfico previsto y el tipo de suelo de la explanada. El espesor determinado es mayor generalmente que el que se obtiene por otro método de dimensionamiento, por lo que suelen proyectarse capas importantes de materiales granulares, no susceptibles a la helada, que protegen la explanada y que están sobredimensionadas desde el punto de vista estrictamente mecánico.

Actualmente se ensayan otros sistemas de protección contra la penetración de la helada, entre los que se pueden citar las capas bituminosas espesas, las membranas continuas de plástico, la espuma de poliuretano, etc.

8.3.8. **Medida de deflexiones y deflectómetros**

Se llama deflexión a la deformación vertical producida por la aplicación de una carga sobre la superficie libre de una carretera, capa cualquiera de ella o explanada. La medida de deflexiones no se realiza habitualmente sobre el suelo. Sin embargo, se incluyen en este apartado para poder agrupar todos los ensayos más frecuentes que se usan en carreteras para caracterizar mecánicamente los firmes.

Los deflectómetros son aparatos que miden o/y registran (deflectógrafos) las deflexiones producidas en la superficie de un firme por una solicitación debida a una carga de origen diverso: paso de los neumáticos de un vehículo, impacto de caída de un peso que pertenece al mismo deflectómetro, impulso de origen neumático, etc. (En este aspecto, la placa de carga puede considerarse como un deflectómetro.)

Algunos deflectómetros están especialmente proyectados para emplearse sobre las capas granulares, tal como sucede con la placa de carga; otros se usan específicamente sobre el pavimento de la carretera ya terminada, como es el caso de la viga Benkelman. Generalmente, es a este último grupo al que suele denominarse por antonomasia deflectómetros.

La deflexión total producida por una solicitación determinada sobre un firme se compone de una deflexión elástica y una remanente. La determinación de las deflexiones en superficie puede servir al ingeniero de carreteras para numerosos objetivos:

a) Como valor característico de la deformabilidad de un firme o de un macizo, y que como dato de partida, una vez conocida la composición estructural del mismo, puede servir para determinar su estado resistente real en el momento del ensayo.

b) Como dato de entrada en los métodos racionales de deter-

minación de tensiones y deformaciones, con distintas finalidades, en muchos casos análogos a los del apartado anterior.

c) Para dimensionar capas de refuerzo, cuya eficacia, en cuanto a rigidización del firme se refiere, se puede controlar por la disminución de las nuevas reflexiones, medidas después de hecho el refuerzo.

d) Para estudiar la homogeneidad de tramos completos de carretera o explanada.

El valor de las deflexiones varía, naturalmente, con las condiciones en que se encuentran los materiales del firme. La explanada y las capas granulares son más deformables cuando están saturadas de agua que cuando están secas. Las mezclas bituminosas son más deformables a altas temperaturas. Por ello suele llamarse deflexión crítica en un punto determinado la mayor de todo el año. Generalmente, se considera que es en primavera cuando deben medirse las deflexiones críticas, pues es cuando la mayor parte de los firmes son más deformables (*).

Todos los firmes de carretera llegan a deteriorarse por rotura ante una carga suficientemente elevada, que produce una deflexión en superficie, junto con unas tensiones en el interior intolerables. Para valores inferiores a la carga de rotura, el firme puede también deteriorarse al cabo de **n** aplicaciones debido a la acumulación de efectos y fatiga. El efecto de cada aplicación de carga se puede caracterizar por la deflexión que produce en condiciones normalizadas, ya que con

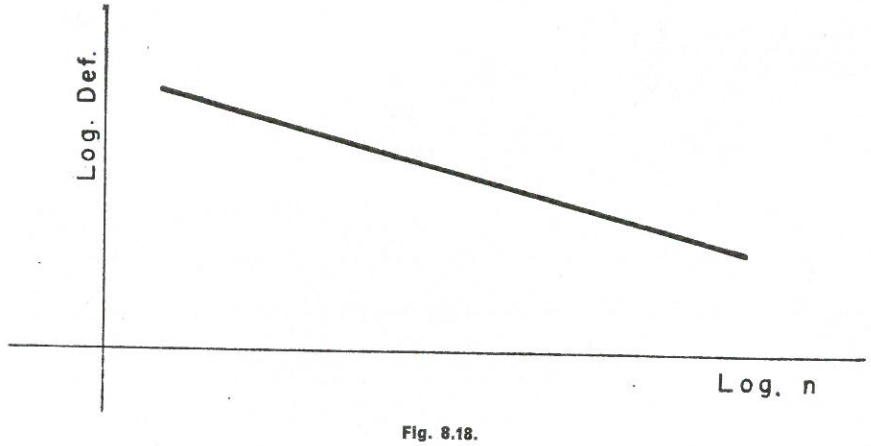


Fig. 8.18.

(*) Esto no se cumple cuando el firme está formado por capas espesas bituminosas, que son especialmente deformables en verano.

buena aproximación existe proporcionalidad entre el valor de la deflexión y el de la carga. Con este principio puede decirse que, en un firme determinado y en condiciones de carga normalizadas, cuanto más alta sea la deflexión en superficie, menor número de aplicaciones tolerará el firme hasta su ruina. De esta forma, para cada tipo de firme se han establecido leyes que relacionan el número admisible de aplicaciones de carga hasta la fatiga, con el valor de la deflexión en superficie. Estas leyes se aproximan a la indicada en la figura 8.18. para una carga fijada previamente.

De esta forma puede estimarse la vida probable de un firme, determinando las deflexiones en superficie y conociendo el tráfico que soporta actualmente y su evolución probable en el futuro.

Evidentemente, para cada tipo de firme (o material) existen rectas (o leyes determinadas) análogas a las de la figura anterior, pero de características diferentes. Por ello, la medida de deflexiones debe siempre completarse con la caracterización, por otros métodos, de los materiales y de la composición de la estructura del firme. Así, por ejemplo, para un tráfico pesado intenso, una deflexión con viga Benkelman de 0,40 centímetros es alarmante en un firme con base de grava-cemento y, sin embargo, hace esperar una gran vida para un firme construido con mezclas bituminosas y capas granulares.

De todas formas, el problema, analizado con más detenimiento, es

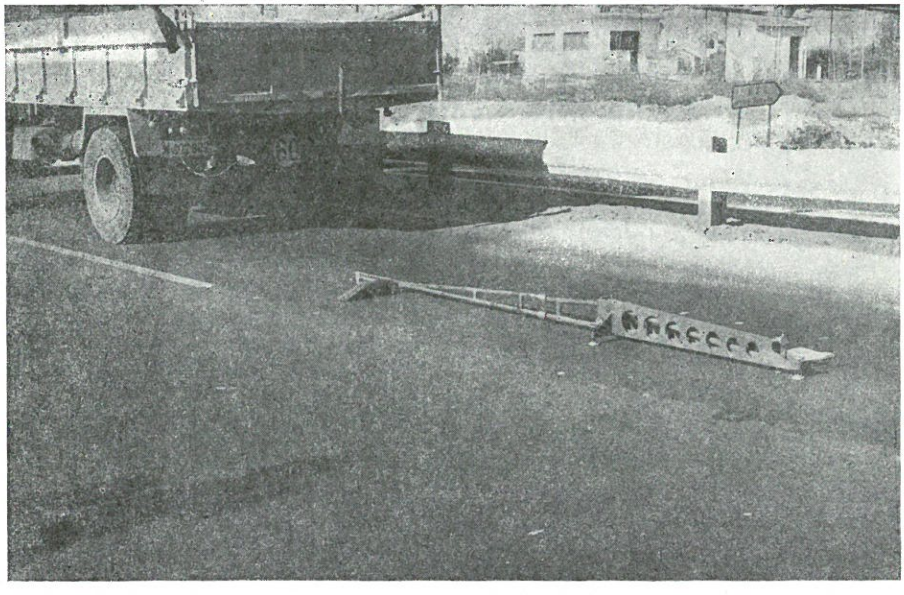


Fig. 8.19.

Viga Benkelman y camión usado para la medida de deflexiones.

más complejo y sólo podrá abordarse teniendo en cuenta los principios que se exponen al tratar de la determinación de tensiones y deformaciones en los macizos estratificados multicapa.

Viga Benkelman: Es el deflectómetro más usado en la actualidad. Esencialmente responde a los esquemas de las figuras 8.19 y 8.20, en los que puede apreciarse que la deformación vertical (deflexión) del punto C puede medirse en A, previa corrección de la relación de brazos de palanca. Existen varios métodos operativos para medir deflexiones con la viga Benkelman, que reponde a los principios generales siguientes:

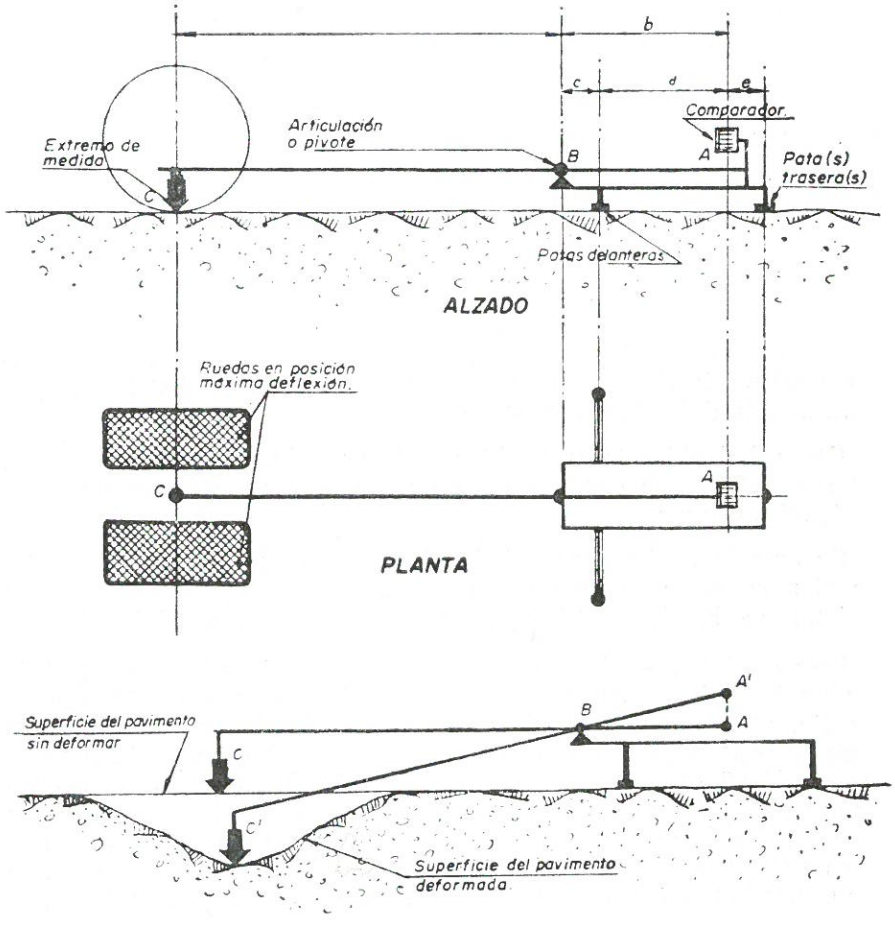


Fig. 8.20.

Esquema de la posición del par de ruedas de un camión en el momento de obtener la máxima deflexión en la viga Benkelman.

a) **Método de retroceso del camión:** La viga se deja fija y nivelada sobre el punto deseado. El camión, situado inicialmente a cierta distancia, retrocede hasta un tope situado sobre el firme, que hace que el punto C de la viga coincida con el punto medio del área de contacto del par de ruedas traseras del camión. Se realizan lecturas de la deflexión en este momento y posteriormente, cuando el camión vuelve a salir marcha adelante.

b) **Método de recuperación elástica:** En este método suele colocarse inicialmente la viga con el punto C debajo del par de ruedas traseras del camión, de forma que la viga aprecia la deformación máxima debida a la carga aplicada. El camión abandona el punto de medida marcha adelante y en la viga se puede medir la recuperación del punto C.

c) **Método WASHO:** Es especialmente útil cuando la medida de la deflexión queda reflejada gráficamente en forma de curva continua con un máximo. En este método se introduce la viga entre el par de ruedas traseras del camión, de forma que el punto C quede 1,20 metros aproximadamente por delante del centro del área de contacto de las ruedas. El camión parte con poca velocidad marcha adelante, pasando las ruedas por el punto C (momento de máxima deflexión, en que se realiza la medida) y continuando hasta alejarse definitivamente de la viga.

En la mayor parte de los casos se determina la deflexión elástica («o recuperada»), que es el dato que interesa esencialmente, y a veces también la deflexión total, que lógicamente es igual a la primera más la deflexión remanente.

Otros deflectómetros: También se han usado, para fines análogos, deflectómetros que obedecen a principios de medida diferentes de la viga Benkelman.

En Francia se ha desarrollado el deflectómetro óptico, que estudia el movimento de un punto luminoso que sigue la deflexión del pavimento sobre la estadia de un aparato óptico de precisión.

Para realizar medidas continuas, según un principio análogo al de la viga Benkelman, se ha desarrollado el deflectógrafo Lacroix en Francia, que lleva a cabo la medida de deflexiones mediante dos vigas incorporadas al propio camión, que marcha a velocidad constante sobre la carretera a estudiar (fig. 8.21). El deflectógrafo Lacroix, aunque de menor precisión que el anterior deflectómetro, tiene las ventajas de su enorme rendimiento por el gran número de medidas que puede realizarse en poco tiempo. En los Estados Unidos se han utilizado también deflectómetros móviles de gran rendimiento.

Existen en la actualidad algunos aparatos que trabajan con vehículos específicos y que no sólo determinan deflexiones en un punto, sino líneas de influencia completas. Tal es el caso del Dynaflec ame-

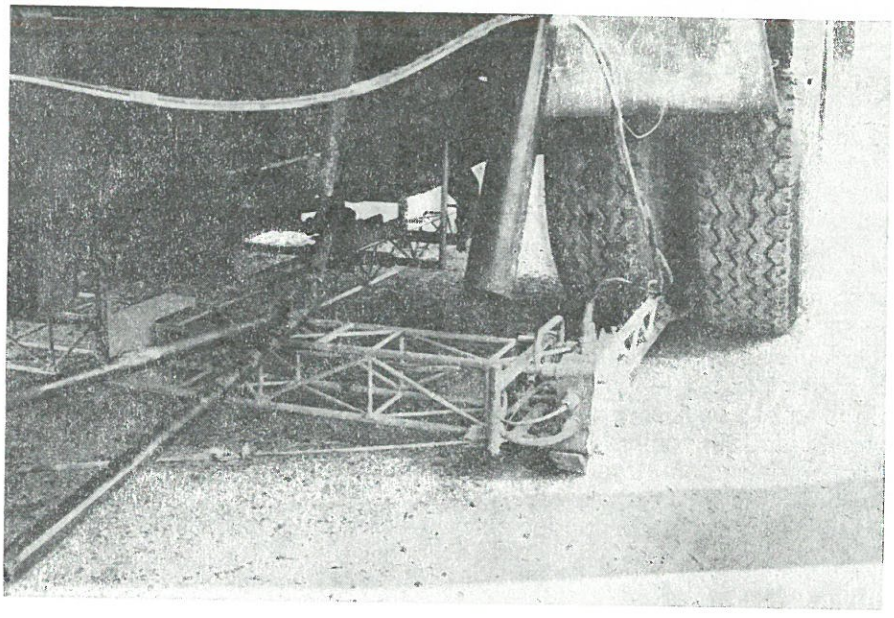


Fig. 8.21 (A).

Detalle del ensayo.

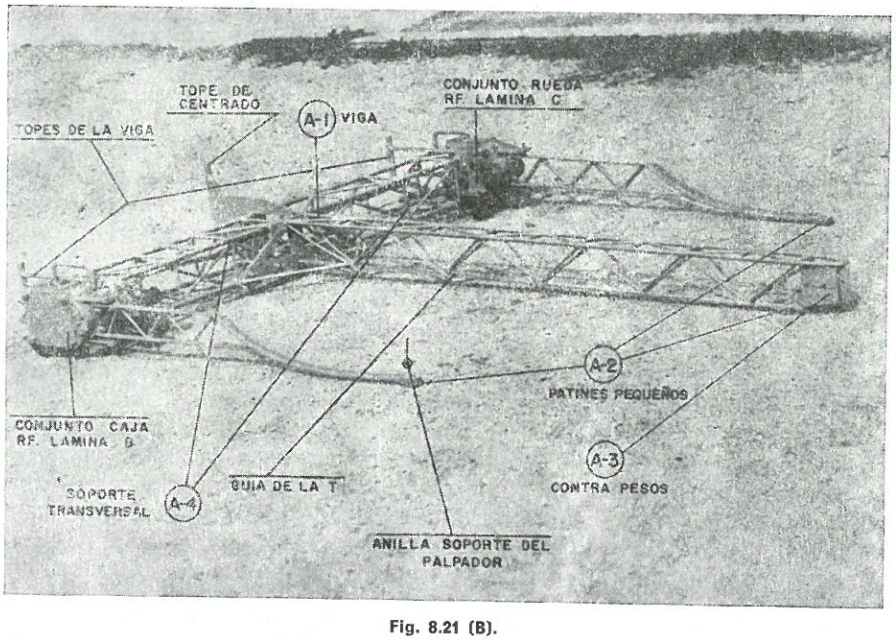


Fig. 8.21 (B).

Detalle de la viga del deflectógrafo Lacroix.

ricano, formado esencialmente por un par de ruedas que recorren un conjunto de palpadores situados en línea recta sobre el pavimento y en cada uno de los cuales hay un captador de deformaciones. También existen numerosos dispositivos sencillos para definir la forma de la cubeta deformada en el ensayo con viga Benkelman mediante la medida de deflexiones en varios puntos. Por este procedimiento se puede determinar también el radio de curvatura de la cubeta en la zona en que la deflexión es máxima (dato de mucho interés a la hora de estudiar tensiones y deformaciones).

El «deflectómetro de impacto», usado en algunos países, sirve para medir la deflexión causada por el peso que cae siguiendo una guía sobre unos muelles colocados sobre una placa circular situada sobre la superficie de la caja correspondiente. Es un aparato transportable y en el que las características de la solicitación pueden variarse cambiando la magnitud del peso que cae y el tipo de muelles. Existen algunos deflectómetros móviles basados en el anterior principio, aunque la carga se produce por otros medios mecánicos o hidráulicos. Estos deflectómetros pueden usarse sobre suelos o sobre cualquier capa del firme.

8.3.9. **Métodos dinámicos de ensayo**

Según el tipo de aplicación de la carga, los ensayos se clasifican en estáticos y dinámicos. No existe frontera bien definida, conveniéndose en general en que el tiempo de un segundo puede marcar la transición. Para los vehículos en movimiento este tiempo de solicitación corresponde a una velocidad comprendida entre uno y dos kilómetros por hora.

La importancia de los métodos dinámicos de ensayo está justificada no sólo porque las solicitaciones del tráfico sean de tipo dinámico, sino por su facilidad de realización y por su carácter no destructivo. Todo ello ha hecho que en los últimos años se hayan desarrollado intensamente este tipo de ensayos.

Bajo esta denominación de ensayos dinámicos se conocen toda una gama de muy distinta significación, finalidad y modo operatorio. Atendiendo a la secuencia de repetición de cargas se establece la división entre ensayos en régimen permanente y en régimen transitorio. En el primer caso la solicitación actúa de forma continua y con amplitud variable según un esquema prefijado. En el segundo caso, cada solicitación se aplica de manera independiente, con tiempos de reposo entre cada dos solicitaciones consecutivas. Un ejemplo típico de régimen permanente es la excitación sinusoidal de un vibrador determinado, y de régimen transitorio, la pulsación o impacto producido por una bomba hidráulica sobre una placa de carga o por un deflectómetro de impactos.

Atendiendo a la magnitud de la carga aplicada, pueden realizarse ensayos «pesados» o «ligeros». En los primeros, la solicitación es comparable a la del tráfico, así como su efecto sobre el firme en lo que a deformación, absorción de energía, etc., se refiere. En los ensayos ligeros (fig. 8.22), la carga es mucho más pequeña que la del tráfico, no buscándose una correlación entre sus efectos y los del tráfico, sino otra serie de resultados, tales como la velocidad de propagación de los ondas producidas, su amortiguamiento, etc. En estos últimos ensayos suele trabajarse con excitadores, cuyas solicitaciones son, por otro lado, mucho más rápidas que las producidas por el tráfico, hasta llegar a los ensayos de tipo sónico y ultrasónico.

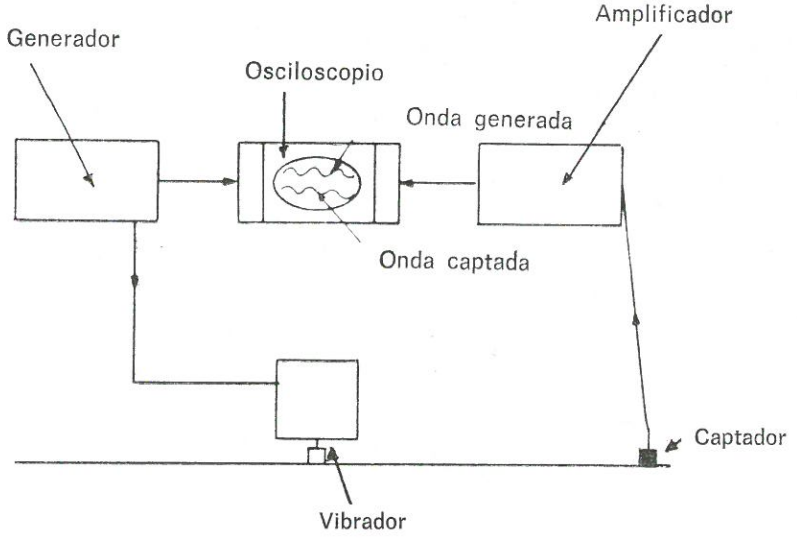


Fig. 8.22.

Esquema de un vibrador ligero, tipo Goodman.

Estos métodos de ensayo estudian la propagación de ondas superficiales en el firme, en una gama de frecuencias comprendida entre 20 Hz. y 30.000 Hz. Del resultado de los ensayos se consigue la caracterización de los materiales que componen las diferentes capas, incluida la explanación, determinando en ellas los módulos dinámicos de elasticidad, así como su espesor.

El método encuentra otras aplicaciones, como la de ensayo de control, para confirmar «in situ» los datos de proyecto y también para estudiar la evolución con el tiempo de los materiales consti-

tuyentes de las diferentes capas bajo la acción del tráfico, localizando zonas lesionadas o defectuosas que requieran un refuerzo adecuado.

El principio de funcionamiento es el siguiente: se genera un régimen vibratorio permanente, que se aplica en dirección normal a la superficie de la carretera mediante un vibrador ligero, y se estudia su propagación a diferentes frecuencias f, para cada una de las cuales se determina la longitud de onda λ y la velocidad de fase de la onda que se propaga $c = f \cdot \lambda$. Se obtienen así parejas de valores (c, λ), que representadas en un diagrama constituyen lo que se llama curvas de dispersión (fig. 8.23). Este diagrama presenta diferentes ramas de acuerdo con la complejidad del firme ensayado, siendo mayor su número cuando lo sea el número de capas. Estas curvas se comparan con las soluciones teóricas, tabuladas numéricamente, correspondientes a la propagación de ondas por la estructura multicapa equivalente (en la que se establecen las hipótesis de homogeneidad, isotropia y continuidad para los materiales y las siguientes condiciones en los límites para las superficies de las capas: tensión normal nula en la superficie de rodadura y continuidad de tensiones y deformaciones en las intercaras), y de tal comparación se extraen los datos de γ y H, en que

γ = velocidad de propagación de las ondas superficiales (Rayleigh),

H = espesor de la capa correspondiente,

partiendo de los valores de γ y λ se obtiene el valor de E mediante la expresión

$$E = 2\rho(1 + \mu)\beta^2 = 2\rho(1 + \mu)\left(\frac{\gamma}{\rho}\right)^2$$

siendo $p = f(\mu)$, μ el módulo de Poisson, ρ la densidad y β la velocidad de propagación de las ondas transversales de volumen.

El método operatorio es el siguiente:

Un oscilador permite extraer una señal eléctrica sinusoidal cuya frecuencia puede fijarse a voluntad, que se lleva a un amplificador de potencia. De él se obtiene una corriente eléctrica sinusoidal de igual frecuencia que la señal procedente del oscilador y con una intensidad adecuada para excitar el vibrador ligero. Este transmite sus vibraciones a la superficie en que se coloca, rígidamente acoplado mediante escaloya a la superficie. Mediante un detector de tipo sísmico, en la gama de 20-300 Hz., o piezoeléctrico, de 300 a 30.000 Hz., que se desplaza alejándose del vibrador, se recoge el tren de ondas de nuevo, y la señal correspondiente se envía a un amplificador. A continuación la señal se envía a un osciloscopio, donde pueden

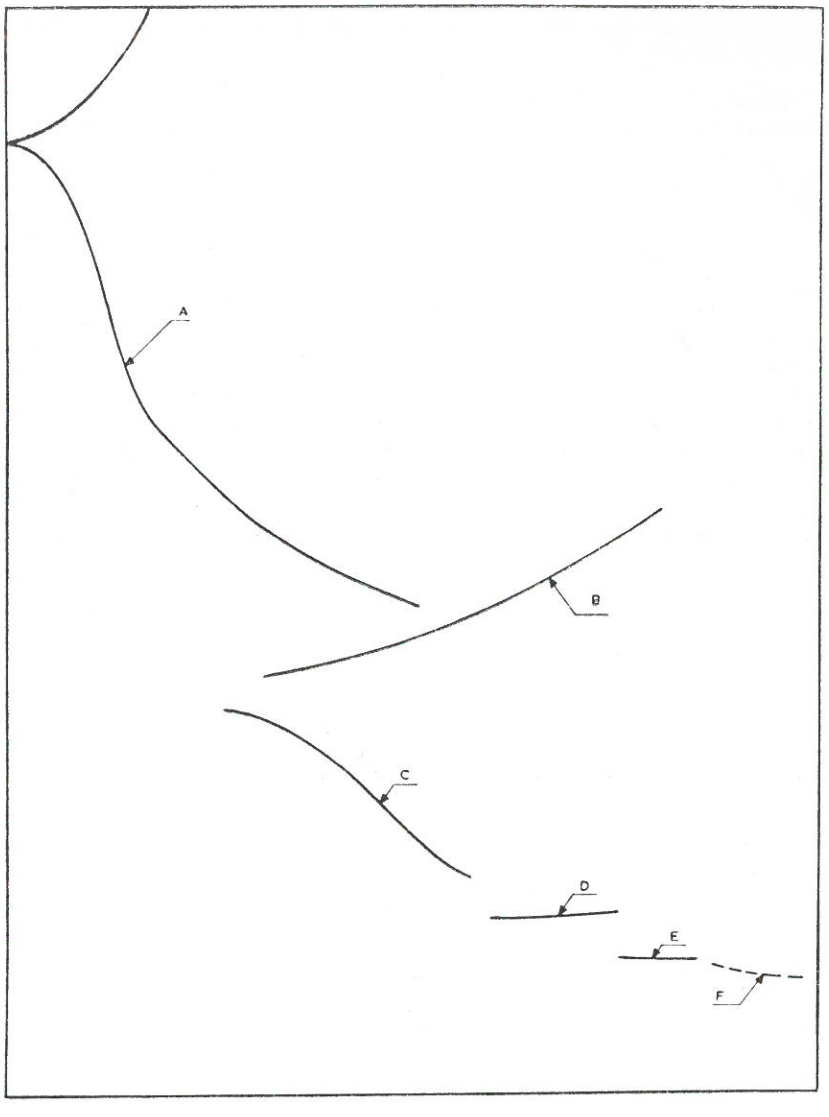


Fig. 8.23.

Curvas de dispersión obtenidas para las diferentes capas de un firme.

leerse la variación de la fase con respecto a la señal que suministra el vibrador y, por tanto, la longitud de onda. Con ella se calcula la velocidad de fase $c = f(\lambda)$. Repitiendo el proceso para cada frecuen-

cia de ensayo, se obtienen las parejas de valores (c, λ) necesarias para el trazado de las curvas de dispersión.

Según la información que quiera extraerse del firme variará el número de frecuencias de ensayo. Así, mientras que para lograr la completa identificación de una estructura determinada hacen falta unas 30-40 frecuencias diferentes, para estudiar la homogeneidad a lo largo de un tramo de carretera bastaría con una sola frecuencia.

Vibradores pesados: En los ensayos «pesados» se mide la respuesta (deformación) del firme ante una carga determinada aislada o en régimen permanente, pudiendo llegar a conocerse módulos de deformación dinámicos y la evolución de los mismos cuando el número de cargas aumenta. Existen varios tipos de vibradores pesados móviles, que consisten esencialmente en un conjunto de dos masas giratorias cuyas componentes verticales se suman, mientras que se anulan las horizontales. De esta forma se aplican solicitaciones en régimen permanente con frecuencia variable de 100 a 3.000 ciclos-minuto, generalmente). Han sido muy utilizados los vibradores de la casa Shell, del doctor Baum (Alemania) y del L. C. P. C. (Francia).

Los pulsadores, de los que ya se ha tratado, proporcionan también solicitaciones intermitentes de duración variable, según un esquema preestablecido. La carga se produce generalmente por medios neumáticos o hidráulicos. Se han utilizado especialmente en fosas y pistas experimentales.

8.4. INFLUENCIA DE LOS FACTORES LOCALES

El tercer factor generalmente considerado, como dato de entrada de los métodos de proyecto estructural de firmes, es una valoración, a veces muy simplificada, de las condiciones climatológicas generales de la zona y otras peculiaridades locales del tramo de carretera.

Aparte de las variables concretas de tipo «estacionales», «permanentes» y «circunstanciales de la traza», que se describirán más adelante, existen intentos de caracterizar de manera global la climatología por zonas (estudio de microclimas), introduciendo en los cálculos de dimensionamiento de los firmes factores de corrección relativos a la constitución de la estructura y a los espesores de las capas, según de la zona que se trate. A partir del ensayo AASHO este organismo estableció por primera vez una «función estacional», variable según los meses del año, y en la cual intervienen la climatología de la zona, el tipo y la humedad del terreno, etc. El valor medio de la función estacional en el año interviene en ábaco de dimensionamiento, influyendo en el espesor total del firme de proyecto. En los Estados Unidos se han establecido factores regionales tipo en muchos Estados y zonas.

En Inglaterra existe una tendencia a clasificar también los climas

en distintas categorías, así como establecer distintos tipos de estructuras de firmes para cada caso.

Por otro lado, y de manera específica, las variables a tener en cuenta en este apartado son las siguientes:

a) **Estacionales:** Se incluyen aquí los fenómenos de hielo, con posibles hinchamientos por formación de lentejonos, y deshielo, que al saturar en primavera las capas inferiores del firme pueden causar una rápida ruina del mismo. En los países fríos es necesario el empleo de capas de considerable espesor para evitar sus efectos u otros dispositivos.

Igualmente cualquier explanada, aunque sea de forma atenuada, a lo largo del año sufre ciclos de sequedad-humedad que afectan a su resistencia, a veces de manera muy importante.

b) **Permanentes:** La situación de la capa freática debe estar siempre determinada, y su proximidad a la superficie de la explanada obliga a aminorar la capacidad soporte de ésta, determinada en los ensayos empíricos antes mencionados.

La posibilidad de contaminación de las capas granulares resistentes por una explanada excesivamente elástica obliga también a previsiones extraordinarias.

c) **Circunstanciales de la traza:** Son de menor importancia. Ciertos puntos específicos de cualquier trazado, como rampas para vehículos pesados, curvas cerradas, intersecciones y lugares de frenado, originan en el firme solicitaciones extraordinarias que, en alguna forma, se deben considerar.

Los métodos empíricos actuales tienen en cuenta las variables anteriores de distintas formas. La apreciación de su influencia es bastante compleja.

Las medidas adoptadas suelen ser completamente empíricas y únicamente el método de la AASHO ha tratado de introducir un factor basado en principios físicos y en observaciones experimentales como dato de entrada en sus ábacos.

Las soluciones comúnmente adoptadas son de los tipos:

— Variables estacionales: helada: Para explanadas susceptibles al efecto de la helada se recomiendan capas de protección con espesores mínimos. Así la R. N. 29 aconseja la ejecución de una sub-base de 45 cm. o mayor. La 6.1. I. C. obtiene un índice de helada que valora la acumulación de temperaturas por debajo de 0° C durante el invierno. Con este índice se obtiene un espesor de firme en unos nuevos ábacos, espesor que deberá anteponerse a los determinados por otras consideraciones. Da, además, una orientación sobre suelos en los

cuales son posibles estos efectos y materiales que deben usarse para evitarlos.

— Variables permanentes: Cuando existen suelos con notable cantidad de materiales plásticos, el Instituto del Asfalto recomienda colocar una capa aislante entre cimiento y firme, constituida de piedra cribada o arena gruesa con espesor superior a 5 cm. (por razones constructivas no cree prudente, además, espesores inferiores a 7,5 cm.). La norma española prescribe en estos casos la colocación de un mínimo de 10 cm. de material con las características de capa filtro y sin valor resistente computable (véanse capas anticontaminantes).

— Respecto a la capa freática se debe en todos los casos alejarla lo más posible de la superficie de la explanada. La R. N. 29 estima una distancia mínima de 0,60 m., y en caso contrario da para la explanada en estas condiciones de «drenaje pobre» unos valores resistentes del orden del 50 por 100 inferiores a los normales.

— Otros métodos, como el de la sociedad Shell, consideran inicialmente unas «condiciones climatológicas extremas» y así elaboran sus ábacos aun a costa de saber que para condiciones normales sobredimensionan la estructura.

En general, y como resumen de la influencia de los factores locales sobre el dimensionamiento del firme, hay que dejar bien sentado que en la actualidad, y especialmente en nuestro país, es imprescindible que el ingeniero aplique a cada caso concreto todos sus conocimientos sobre las propiedades básicas de los materiales y sobre la experiencia existente en la zona.

8.5. METODOS ANALITICOS (O RACIONALES) DE DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES

Con este nombre se conocen los métodos que se basan en la determinación de características mecánicas límites (tensiones, deformaciones, etc.) en las capas del firme que se asimila previamente a un esquema o modelo físico de condiciones ideales y al cual se pueden aplicar las teorías existentes sobre resistencia de materiales.

8.5.1. **Aspectos generales**

Las teorías y métodos más extendidos para la solución en tensiones y deformaciones del cálculo estructural de los firmes de carreteras se basan en las hipótesis generales de la elasticidad. De forma resumida estas hipótesis son las siguientes:

— Los materiales se comportan como sólidos elásticos lineales, homogéneos e isótropos. Esto significa la proporcionalidad entre los

componentes del tensor de tensiones y los componentes del tensor de deformaciones, y que con dos parámetros (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson, por ejemplo) basta para definir el comportamiento del tipo de solicitación.

— Las capas son infinitas horizontalmente y finitas verticalmente, salvo la capa inferior, que es un macizo semi-indefinido.

— Los macizos multicapas están sometidos a la acción de una carga estática, que ejerce una presión vertical uniforme sobre un área de la superficie superior del macizo.

Partiendo de las hipótesis anteriores, diversos autores han establecido teorías que se pueden agrupar en tres categorías, según los modelos resistentes que para caracterizar el firme se han utilizado:

1. **Teoría bicapa de Burmister y tricapa de Jones.**—Cada capa es un cuerpo elástico de tres dimensiones, con adherencia perfecta a las otras capas. Actualmente, con el uso de computadoras, se han generalizado estas teorías a cuatro y cinco capas.

2. **Teoría bicapa de Hogg y tricapa de Jeuffroy.**—La capa superior se asimila a una placa delgada, que desliza sobre la superficie de la inferior. El macizo, o el sistema bicapa inferior, está formado por materiales que responden a los principios de Boussinesq o Burmister.

3. **Teorías de macizos equivalentes** (Ivanov, Odemark, Nijboer). El sistema multicapa se reemplaza por un macizo semi-indefinido de Boussinesq equivalente.

Las teorías del primer grupo son más generales que las del segundo. Las del tercero son limitadas y sólo sirven para determinar ciertas características mediante el artificio que supone la reducción al macizo equivalente.

La justificación de las hipótesis básicas de estas teorías se fundamenta en el hecho de que a partir de un cierto momento de la vida de un firme, ante las solicitaciones rápidas del tráfico, el valor de las deformaciones remanentes debe ser despreciable frente a las deformaciones elásticas o recuperadas. Si no fuera así el firme se deformaría intolerablemente en muy poco tiempo. Por lo tanto, el firme debe poderse asimilar a un conjunto elástico estratificado multicapa. La isotropía y homogeneidad sirven para facilitar la solución matemática.

En casos especiales se ha visto la conveniencia de no considerar como elásticos los materiales de las capas del firme. Se han desarrollado así métodos basados en los principios de la viscoelasticidad lineal (véase reología de mezclas bituminosas). Utilizando entonces la transformación de Carson, se puede operar con ecuacio-

nes análogas a las utilizadas para los cuerpos elásticos y, una vez obtenido el resultado, realizar la inversión de la transformación.

El problema más grave, a nuestro juicio, del empleo de estos métodos elásticos o viscoelásticos radica en el hecho de que no se hace intervenir la «acumulación de efectos», esto es, la fatiga de los materiales a la hora de obtener resultados, por lo que generalmente necesitan de la ayuda de criterios empíricos que relacionan las tensiones admisibles, no las de rotura, ante un número determinado de aplicaciones de carga.

Todos los problemas de deformaciones plásticas tampoco son abordados en estos métodos.

8.5.2. Ecuaciones de la teoría de la elasticidad para macizos multicapa

El problema suele resolverse en coordenadas cilíndricas, ya que se supone que la carga es simétrica, y asimismo las tensiones y deformaciones, respecto al eje vertical 0Z (fig. 8.24.).

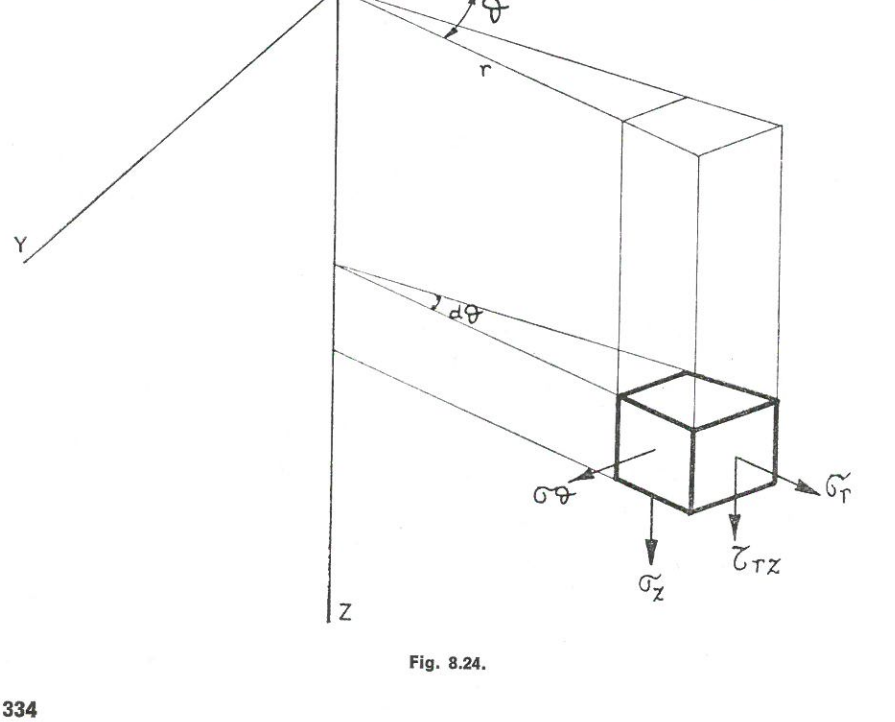


Fig. 8.24.

Para un elemento tal como el indicado en la figura, las ecuaciones de equilibrio de las tensiones son las siguientes, si no se tiene en cuenta la masa:

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\delta\sigma_r}{\delta z} + \frac{\delta\tau_{rz}}{\delta z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \\ &\frac{\delta\tau_{rz}}{\delta z} + \frac{\delta\sigma}{\delta z} + \frac{1}{r}\,\tau_{rz} = 0 \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

Estas ecuaciones se satisfacen para los valores:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\delta}{\delta z}\left(\mu\Delta^2\Phi - \frac{\delta^2\Phi}{\delta r^2}\right) \\ \sigma_\theta &= \frac{\delta}{\delta z}\left(\mu\Delta^2\Phi - \frac{1}{r}\cdot\frac{\delta\Phi}{\delta r}\right) \\ \sigma_z &= \frac{\delta}{\delta z}\left((2-\mu)\,\Delta^2\Phi - \frac{\delta^2\Phi}{\delta z^2}\right) \\ \tau_{rz} &= \frac{\delta}{\delta z}\left((1-\mu)\,\Delta^2\Phi - \frac{\delta^2\Phi}{\delta z^2}\right) \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

donde

μ = Coeficiente de Poisson

Δ^2 (Operador de Laplace) $= \dfrac{\delta^2}{\delta r^2} + \dfrac{1}{r}\cdot\dfrac{\delta}{\delta r} + \dfrac{\delta^2}{\delta z^2}$

Φ = Función biarmónica de r, θ y z. Es decir, solución de $\Delta^2\,\Delta^2\Phi = 0$

Las deformaciones e_r y e_z en las direcciones r y z, vienen dadas por las expresiones:

$$\left.\begin{aligned} e_r &= -\frac{1+\mu}{E}\cdot\frac{\delta^2\Phi}{\delta r\,\delta z} \\ e_z &= \frac{1+\mu}{E}\left[(1-2\mu)\,\Delta^2\Phi + \frac{\delta^2\Phi}{\delta r^2} + \frac{1}{r}\cdot\frac{\delta\Phi}{\delta r}\right] \end{aligned}\right\} \quad (3)$$

La solución de las ecuaciones (2) y (3) da las tensiones y deformaciones en un punto cualquiera de un macizo semi-indefinido (Boussinesq), una vez encontrada la función de tensión biarmónica que satisfaga las condiciones de borde, o bien, en un punto de un sistema multicapa, buscando las funciones de tensión del tipo:

Para la capa superior:

$$\Phi\,(r, \theta, z) = J_o\,(mr)\,[Ae^{mz} - Be^{-mz} + Cze^{mz} - Dze^{-mz}]$$

Para el macizo:

$$\Phi\,(r, \theta, z) = J_o\,(mr)\,[(C + Dz)\,e^{-mz}]$$

donde

$J_o\,(mr)$ = la función de Bessel de primer especie de orden 0.

m = parámetro.

A, B, C y D = constantes.

Cuando se supone como placa delgada la capa superior se puede usar la ecuación de Lagrange:

$$R\,\Delta^2\,\Delta_o\,ez + \sigma_z = p \qquad (4)$$

donde

R es la rigidez a flexión de la placa $= \dfrac{Eh^3}{12\,(1 - \mu^2)}$

P es la presión en superficie,

σ_z la presión ejercida por la placa sobre las capas inferiores,

e_z la deformación vertical en la superficie superior de la placa.

La teoría de la placa delgada no puede aplicarse, sin incurrir en errores sustanciales, a todos los firmes de carretera. Es útil, sobre todo, cuando la rigidez de la capa superior es mayor que las rigideces de las otras capas.

En el caso de macizos tricapa de tres dimensiones las funciones de tensión usadas por Jones y Peattie son las siguientes:

$\Phi 1$ (capa superior) $= J_o\,(mr)\,[(A_1 + B_1 z)\,e^{mz} + (C_1 + D_1 z)\,e^{-mz}]$

$\Phi 2$ (capa intermedia) $= J_o\,(mr)\,[(A_2 + B_2 z)\,e^{mz} + (C_2 + D_2 z)\,e^{-mz}]$

$\Phi 3$ (macio inferior) $= J_o\,(mr)\,[(C_3 + D_3 z)\,e^{-mz}]$

En estas ecuaciones deben cumplirse las condiciones de borde, que en el caso de Jones y Peattie suponen rozamiento perfecto entre

capas, además de las hipótesis habituales. Todas ellas se pueden recoger en la tabla que corresponde al esquema tricapa de la figura 8.25.

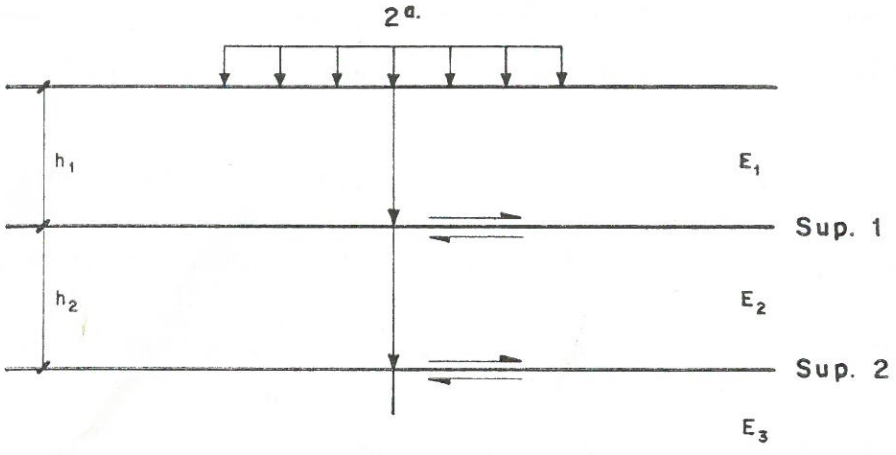


Fig. 8.25.

TABLA V

Hipótesis de borde en macizos tricapa (Jones)

	Superficie 1	Superficie 2
Profundidad	$z = -h_1$	$z = -h_1 - h_2$
Tensiones normales	$\sigma_{z_1} = \sigma_{z_2}$	$\sigma_{z_2} = \sigma_{z_3}$
Tensiones tangenciales	$\tau_{rz_1} = \tau_{rz_2}$	$\tau_{rz_2} = \tau_{rz_3}$
Desplazamientos verticales	$e_{z_1} = e_{z_2}$	$e_{z_2} = e_{z_3}$
Desplazamientos horizontales	$e_{r_1} = e_{r_2}$	$e_{r_2} = e_{r_3}$

además:

$$\tau_{rz_1} = 0 \quad \text{(para } z = 0\text{, o sea, en superficie)}$$

$$e_{z_3} = e_{r_3} = \sigma_{z_3} = \tau_{rz_3} = 0 \quad \text{para } z = \infty$$

$$\left.\begin{array}{ll} \sigma_z = 1 & 0 \leq r \leq \alpha \\ \sigma = 0 & r > \alpha \end{array}\right\} \text{ En la superficie superior}$$

Disponiendo de sistemas mecanizados de cálculo, en la actualidad se pueden generalizar las soluciones indicadas para macizos tricapa a los macizos de cuatro o más capas, si bien parece que en un gran número de casos es suficiente con el esquema tricapa, ya que todas las capas granulares pueden fácilmente agruparse en macizo equivalente semi-indefinido, tipo Boussinesq; el pavimento (en su conjunto de capa intermedia y rodadura) puede ser la capa superior; y la base ser la segunda capa.

8.5.3. Aplicación de las teorías multicapas al dimensionamiento de firmes

La aplicación práctica de las anteriores ecuaciones ha llevado a una serie de fórmulas o ábacos de aplicación rápida y mediante los cuales es posible obtener los valores numéricos de las tensiones y deformaciones que interesan según las hipótesis establecidas en cada caso.

Macizos semi-indefinidos según Boussinesq

Como se ha dicho, un macizo semi-indefinido puede quedar totalmente caracterizado mediante el módulo de elasticidad E y el coeficiente de Poisson (u otros dos parámetros). Boussinesq ha resuelto el problema de la determinación de tensiones y deformaciones en un punto cualquiera del macizo, suponiendo o que existe una carga puntual sobre la superficie, o una carga uniformemente repartida sobre una zona de la misma superficie.

Cuando la zona cargada es un círculo de radio a, y la carga es P por unidad de superficie, la solución al problema es la siguiente:

— Tensión vertical a la profundidad z, en un punto de la vertical del centro del círculo:

$$\sigma_z = -P\,(1 - \operatorname{sen}^3 \alpha)$$

— Tensión horizontal a la profundidad z:

$$\sigma_r = -P\,\frac{1+2\mu}{2} - (1+\mu)\quad \operatorname{sen}\alpha + \tfrac{1}{2}\operatorname{sen}^3\alpha)$$

— Deformación vertical a la profundidad z:

$$d_z = (1+\mu)\,\frac{P\cdot a}{E}\left[\cos\alpha + (1-2\mu)\,\operatorname{tag}\left(45^\circ - \frac{\alpha}{2}\right)\right]$$

— Y en el plano superior:

$$d_o = 2\,(1-\mu^2)\,\frac{P\cdot a}{E}$$

Siendo $\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)$, ángulo mitad del ángulo del cono definido por el círculo y el punto considerado.

Hay que observar que la presión σ_z no depende del tipo de material, pues en su expresión:

$$-P\,(1 - \operatorname{sen}^3 \alpha)$$

no interviene el coeficiente de Poisson, ni el módulo de elasticidad. Esta conclusión tiene evidentes consecuencias al dimensionar firmes y elegir materiales.

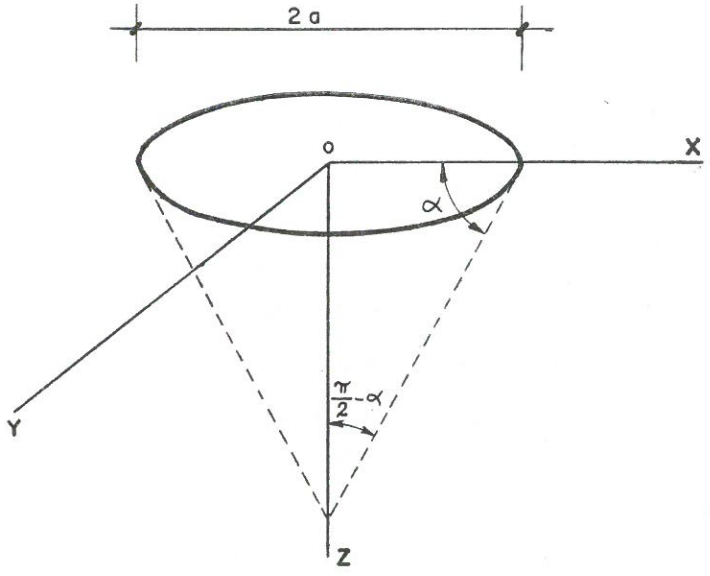


Fig. 8.26.

Si el material es incompresible $\mu = 0{,}5$ sucede que:

$$\sigma_z = -P\,(1 - \operatorname{sen}^3 \alpha)$$

$$\sigma_r = -P\,(1 - 3/2 \operatorname{sen} \alpha + 1/2 \operatorname{sen}^3 \alpha)$$

$$d_z = 1{,}5\,\frac{P \cdot a}{E}\cos \alpha$$

$$d_o = 1{,}5\,\frac{P \cdot a}{E}$$

En este caso el material se encuentra sometido solamente a compresión en todos los puntos del semiespacio. Más adelante se indica la influencia que la simplificación última puede tener en la determinación de tensiones y deformaciones.

Como es sabido, en los ensayos de carga con placa a la expresión:

$$\frac{2\,P \cdot a}{d_o} = M \qquad (*)$$

suele llamarse módulo de compresibilidad, y está relacionado con el módulo de elasticidad por la expresión:

$$E = K\,(1 - \mu^2)\,M \quad \text{o} \quad E = 0{,}75\,K\,M$$

para $\mu = 0{,}5$; donde K es 1, para placa idealmente flexible e igual a $2/\pi$ para placa idealmente rígida. Mediante las expresiones anteriores puede abordarse prácticamente el problema de determinación de módulos de elasticidad o deformaciones en superficie de macizos semiindefinidos o explanadas asimilables a ellos.

Métodos bicapa de Burmister

Basándose en las ecuaciones indicadas anteriormente Burmister y posteriormente Fox y Acum han establecido un método rápido y de fácil aplicación práctica para resolver todos los problemas tensionales de los macizos bicapa suponiendo $\mu = 0{,}5$. Aunque en el método inicial de Burmister se establecían dos basos bien diferenciados: deslizamiento y adherencia perfectos entre capas, en la actualidad sólo se considera, generalmente, el último caso, cuando en la literatura técnica se hace referencia a las teorías de los autores anteriores. El deslizamiento entre capas, por el contrario, se admite dentro de las hipótesis de los métodos tales como el de Hogg y Jeuffroy, que consideran la capa superior como placa delgada.

Los resultados del método de Burmister se presentan fácilmente al proyectista mediante un ábaco. En la figura 8.27 se ha reproducido un ábaco modificado, debido a Odemark, en el que interviene la relación de deformaciones verticales $W : W_o$ (**), la relación $h : a$ y las familias de curvas $E_2 : E_1 = K$. En este ábaco es fácil obtener cualquiera de los parámetros conociendo previamente los otros datos.

(*) Algunos métodos en lugar de la expresión $\frac{2\,P \cdot a}{d_o}$ consideran como módulo de compresibilidad:

$$1{,}5\,\frac{P \cdot a}{d_0}$$

(**) W_o se obtiene teóricamente por la expresión $W_o = 1{,}5\,\frac{P \cdot a}{E_2}$.

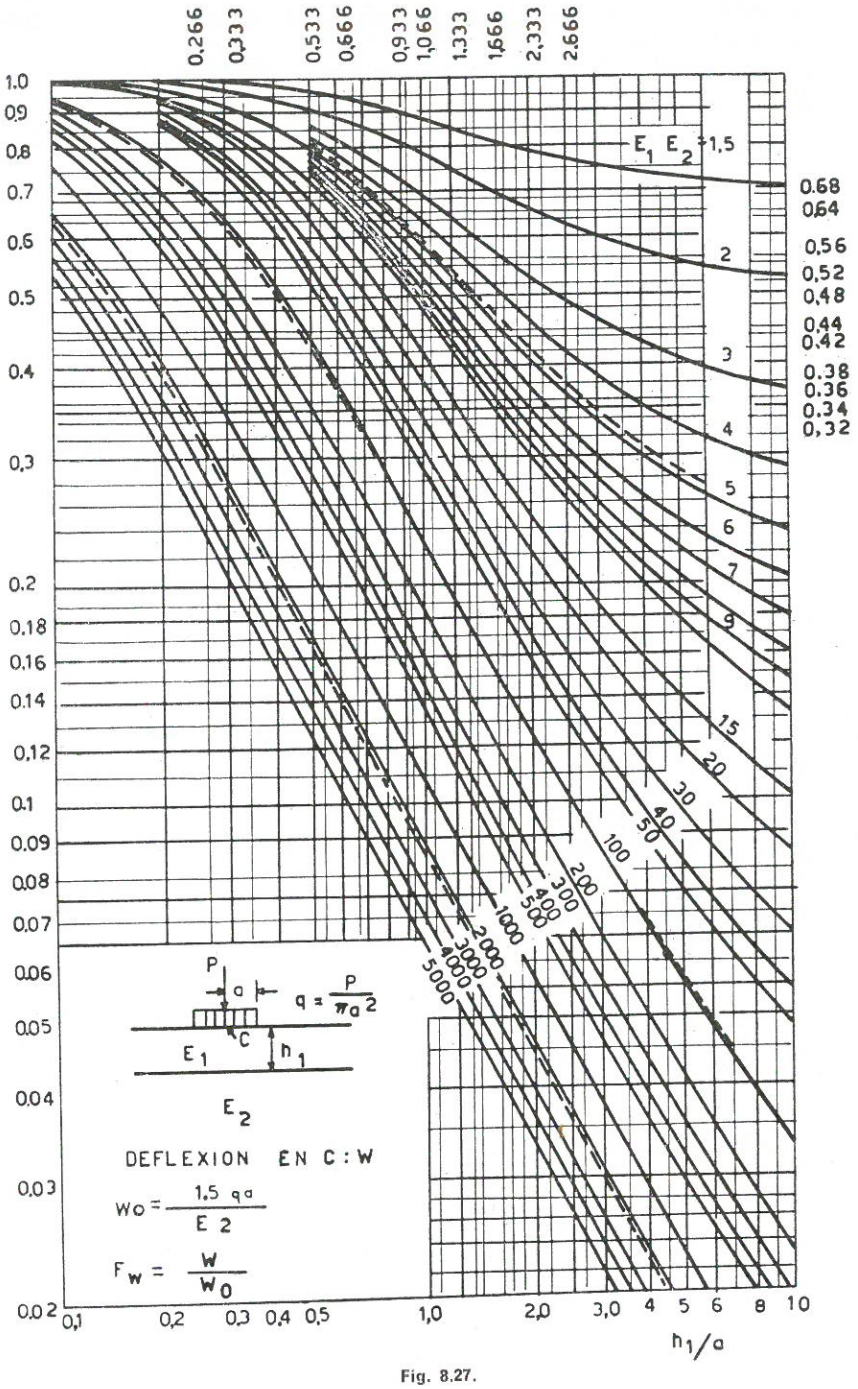


Fig. 8.27.

Abaco de Odemark.

En general los problemas que suelen resolverse con este ábaco son los siguientes:

a) Conociendo W, mediante un ensayo de carga con placa en superficie E_2, h y a; determinar E_1. Entonces: $W_o = \frac{P \cdot a}{E_2}$; el valor $W : W_o$ llega a ser conocido y con él y el dato h : a se determina $E_2 : E_1 = K$, con lo que se puede obtener E_1.

b) Conocido E_1, E_2, a y h, determinar W (Problema importante para los refuerzos de carreteras) y que se resuelve de forma inmediata.

c) Conocido W, en dos o más ensayos con placas de radios diferentes a_1 y a_2, y h, determinar los dos módulos E_1 y E_2.

Para este último caso es necesario suponer el problema resuelto, dando valores arbitrarios a E_2, para cada ensayo con placa de a_1 y a_2. Se podrán así dibujar más curvas que relacionen E_2 con E_1 para cada valor de a. La intersección de las curvas anteriores resuelve el problema.

Fox y Acum, continuando el trabajo de Burmister, publicaron en 1948 una serie de ábacos en los que se podían obtener las tensiones radiales. En las figuras 8.28 y 8.29 se reproducen los ábacos de Fox y Acum que determinan las tensiones radiales en la parte inferior de la primera capa y la tensión vertical. Sobre el macizo semi-indefinido (ambas en el eje del área cargada).

Es importante notar que ninguno de los autores procedentes consideran el caso, hoy muy frecuente con las bases estabilizadas, en que E_1 sea menor que E_2.

Método tricapa de Jeuffroy-Bachelez

Como se ha dicho anteriormente, estos autores suponen una placa delgada sin rozamiento en un macizo bicapa de Burmister, la placa delgada tiene las propiedades típicas de:

— Igualdad de curvatura en sus dos caras.

— Y que no admite deformaciones verticales por compresión.

Los cálculos numéricos han servido para presentar los resultados en forma gráfica con curvas como las de las figuras 8.30., 8.31., 8.32., 8.33. y 8.34. Se refieren estos ábacos a diferentes valores de la relación $E_2 : E_3 = 1, 3, 9, 19, 39, 99$; y a hipótesis de carga circular simple y circular doble (según un modelo aproximado a las huellas de una

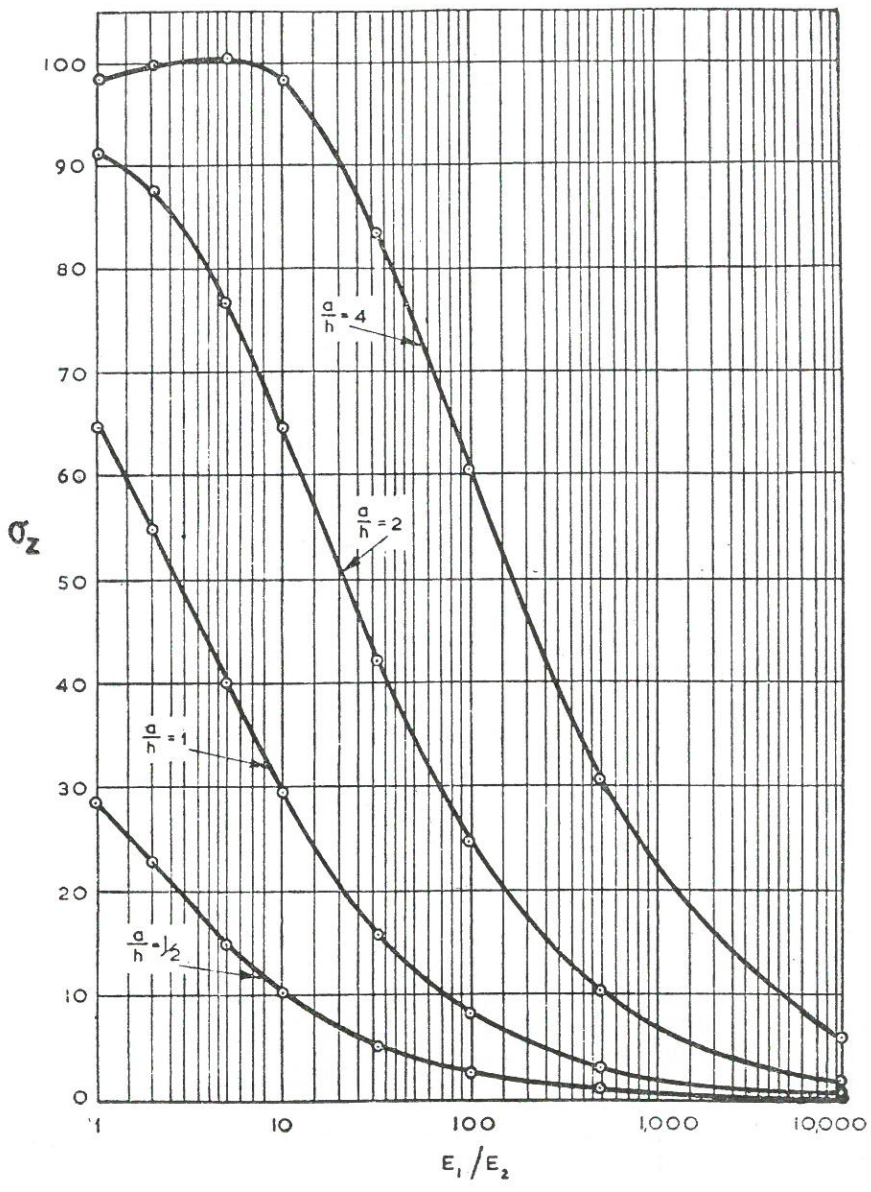


Fig. 8.28.

Tensión vertical (en el eje del área circular de carga) sobre la superficie del macizo semi-indefinido.

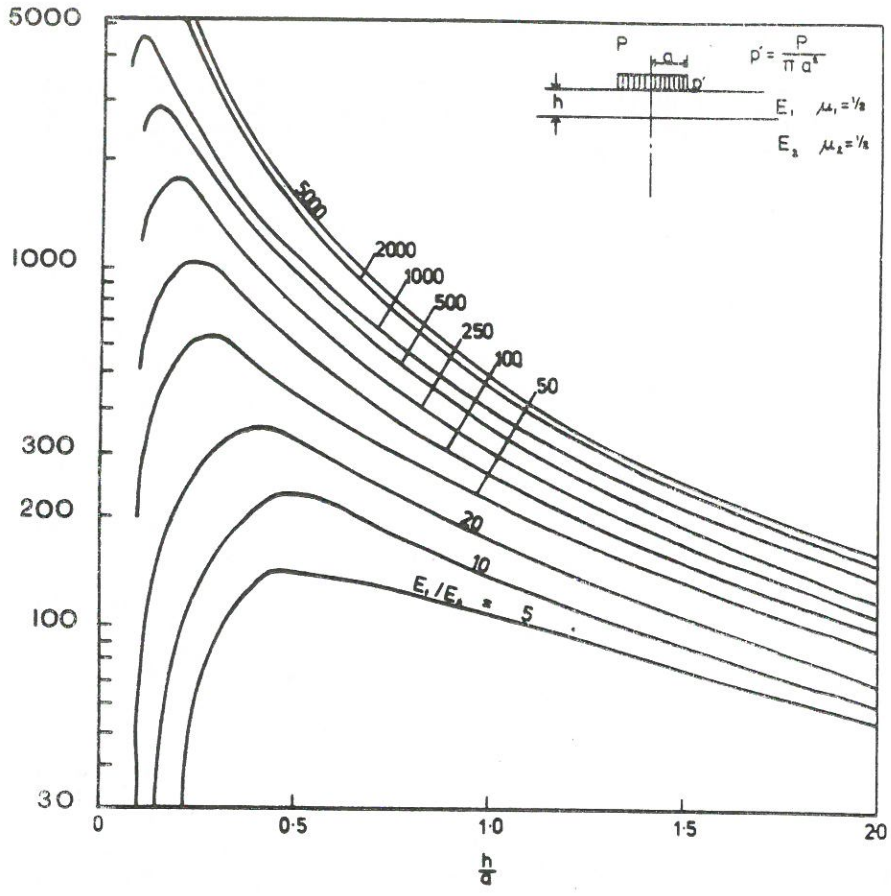


Fig. 8.29.

rueda simple o doble). En ellos se pueden determinar las tracciones en la parte inferior de la capa superior y las presiones transmitidas al terreno, ambas en el eje que pasa por el centro de la carga, bien sea mono o bicircular. También se han publicado ábacos que determinan las deflexiones bajo el centro de uno de los dos círculos de carga y en cualquier punto de las inmediaciones.

Las soluciones de Jeuffroy presentan una serie de ventajas prácticas, tales como la rápida determinación de las tensiones más importantes y la fácil aplicación a los refuerzos de los firmes, así como el esquema realista de la carga compuesto por dos círculos, que puede relacionarse fácilmente con los valores obtenidos en las medidas de deflexiones con la viga Benkelman o los deflectómetros móviles. Sus inconvenientes más graves nacen de las hipótesis iniciales, esto

es, de la hipótesis de placa delgada que sólo puede considerarse válida con algunas estructuras de carretera determinadas, aparte de la simplificación efectuada al considerar el coeficiente de Poisson igual a 0,5.

Método tricapa de Jones y Peattie

Estos dos autores, partiendo de las ecuaciones e hipótesis antes citadas, mediante el cálculo mecanizado, han presentado tablas (Jones) y ábacos (Peattie), en las que pueden determinarse prácticamente todas las tensiones que interesan en un macizo tricapa, con rozamiento perfecto entre capa y sin más hipótesis restrictivas que la consabida de que el módulo de Poisson es igual a 0,5.

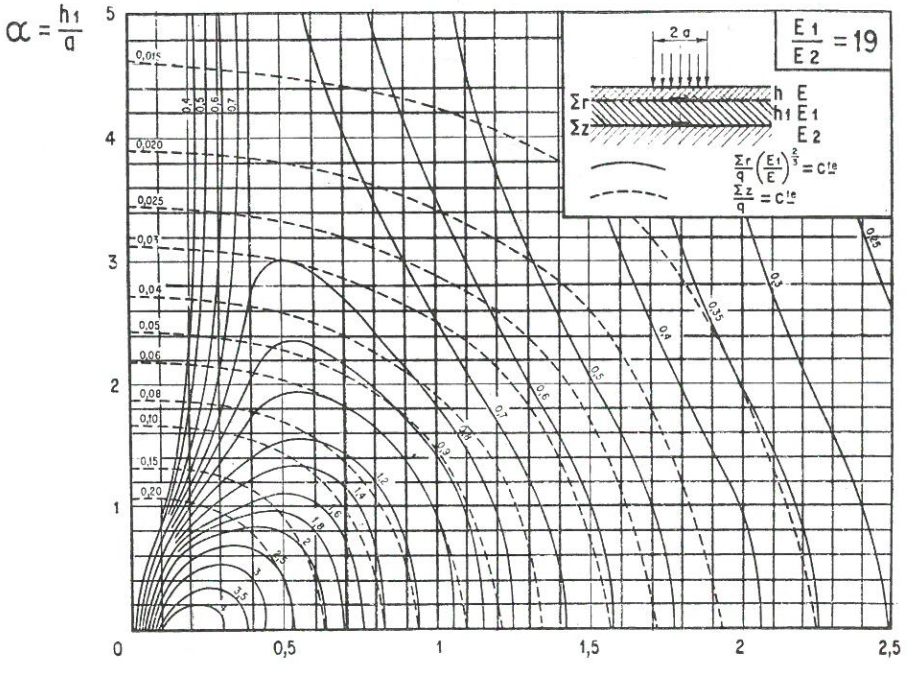


Fig. 8.30.

Tensiones en un sistema tricapa (rueda simple).

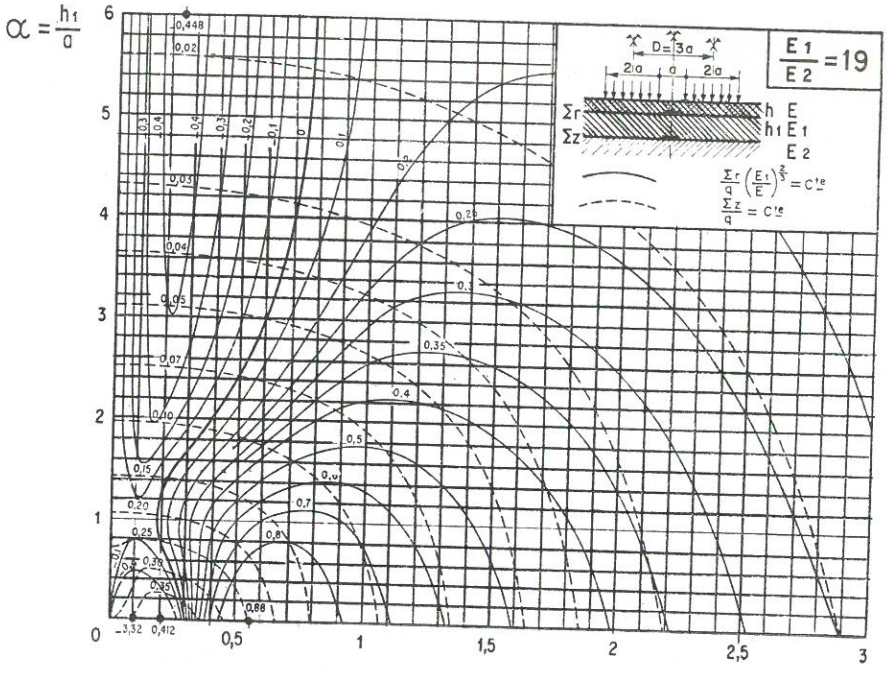


Fig. 8.31.

Tensiones en un sistema tricapa (ruedas gemelas).

$$\beta = \frac{h}{a}\sqrt[3]{\frac{E}{6\,E_1}}$$

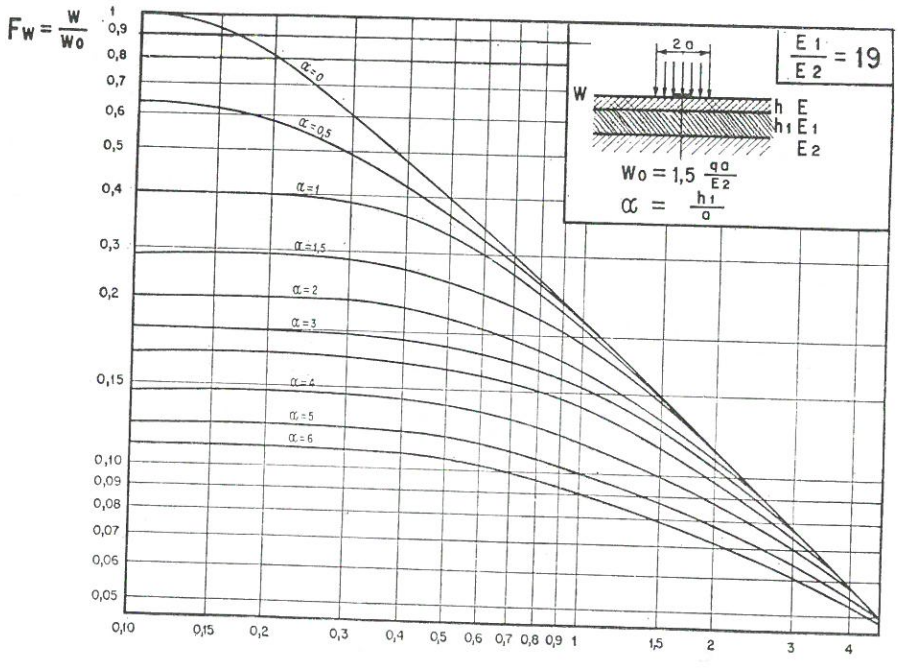
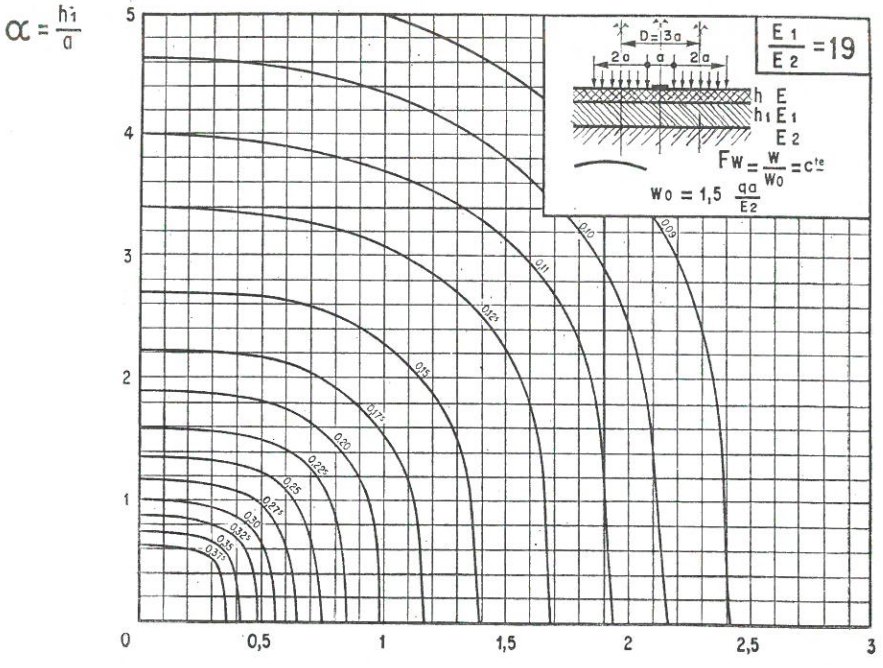


Fig. 8.32.

Tensiones en un sistema tricapa (rueda simple).

$$\beta = \frac{h}{a}\sqrt[3]{\frac{E}{6\,E_1}}$$

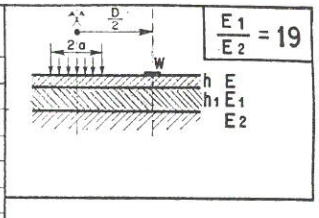


Tensiones en un sistema tricapa (ruedas gemelas).

Fig. 8.33.

$$\beta = \frac{h}{a}\sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}}$$

β	D/a	α = 0,5	α = 1	α = 2	α = 4
0	0	0.63	0.395	0.230	0.142
	2	0.5046	0.346	0.2091	0.1243
	3	0.3881	0.300	0.1888	0.1098
	4	0.2959	0.2592	0.1737	0.1017
0,5	0		0.328	0.215	0.137
	2	0.3483	0.2956	0.1998	0.1213
	3	0.3088	0.268	0.1852	0.1114
	4	0.2684	0.2396	0.1716	0.1036
1	0		0.205	0.168	0.116
	2		0.1989	0.1655	0.1105
	3		0.1897	0.1586	0.1059
	4		0.1791	0.1510	0.1012
2	0				
	2			0.1047	0.0868
	3			0.1029	0.0853
	4			0.1007	0.0836
3,33 (1/0,3)	0	0.068	0.068	0.068	0.065
	2				
	3				
	4				



$$\alpha = \frac{h_1}{a}$$

$$\beta = \frac{h}{a}\sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}}$$

$$W_0 = 1{,}5\,\frac{qa}{E_2}$$

Fig. 8.34.

Valores $\frac{W}{W_0}$ a la distancia $\frac{D}{2}$ de una rueda simple.

Los valores tabulados por Jones de las tensiones vienen dados para todas las combinaciones de los parámetros del cuadro siguiente:

TABLA VI

$K_1 = E_1/E_2$	0,2	2,0	20,0	200,0	—	—	—
$K_2 = E_2/E_3$	0,2	2,0	20,0	200,0	—	—	—
$A = a/h_2$	0,1	0,2	0,4	0,8	1,6	3,2	—
$H = h_1/h_2$	0,125	0,25	0,50	1,0	2,0	4,0	8,0

Cada tensión se expresa en porcentaje de la presión de contacto en superficie, que se supone, como es normal, aplicada verticalmente sobre un área circular de radio a. Las tensiones que pueden determinarse en las tablas son las siguientes (fig. 8.35.):

TABLA VII

Tensión	Primera superficie de contacto	Segunda superficie de contacto
Vertical	σ_{z_1}	σ_{z_2}
Vertical y radial (capa superior)	$\sigma_{z_1} - \sigma_{r_1}$	$\sigma_{z_2} - \sigma_{r_2}$
Vertical y radial (capa inferior)	$\sigma_{z_1} - \sigma_{r_2}$	$\sigma_{z_2} - \sigma_{r_3}$

Peattie, partiendo de análogos supuestos y empleando los mismos parámetros, ha presentado una serie de ábacos tales como el de la figura 8.36, de fácil manejo y aplicación.

Hay que hacer constar que tanto Jones como Peattie no prestan especial atención al caso, hoy frecuente en carreteras, de que $E_1 < E_2$, ya que, pese a existir en teoría valores de la relación $E_1 : E_2 = 0{,}2$ en los ábacos correspondientes, las zonas relativas a estos valores

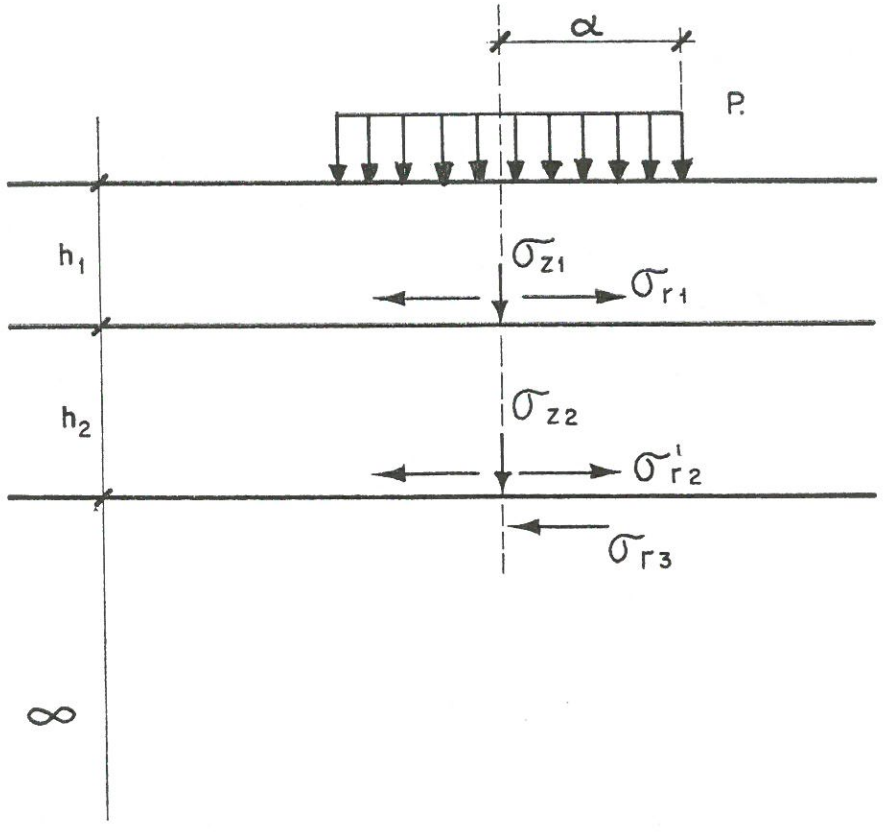


Fig. 8.35.

aparecen poco definidas para obtener valores fiables de las tensiones. Por ello otros autores han estudiado, posteriormente, estos casos determinando claramente los intervalos de valores de los parámetros iniciales, en los que en el pavimento (o capa superior) sólo existen compresiones y la cuantía de éstas.

En la figura 8.37. se dan varios ejemplos gráficos de determinación de tensiones en la parte inferior de la capa de pavimento, con sus posibles variaciones según los espesores de capa y los valores módulo de elasticidad de la capa de base. Estas tensiones de trac-

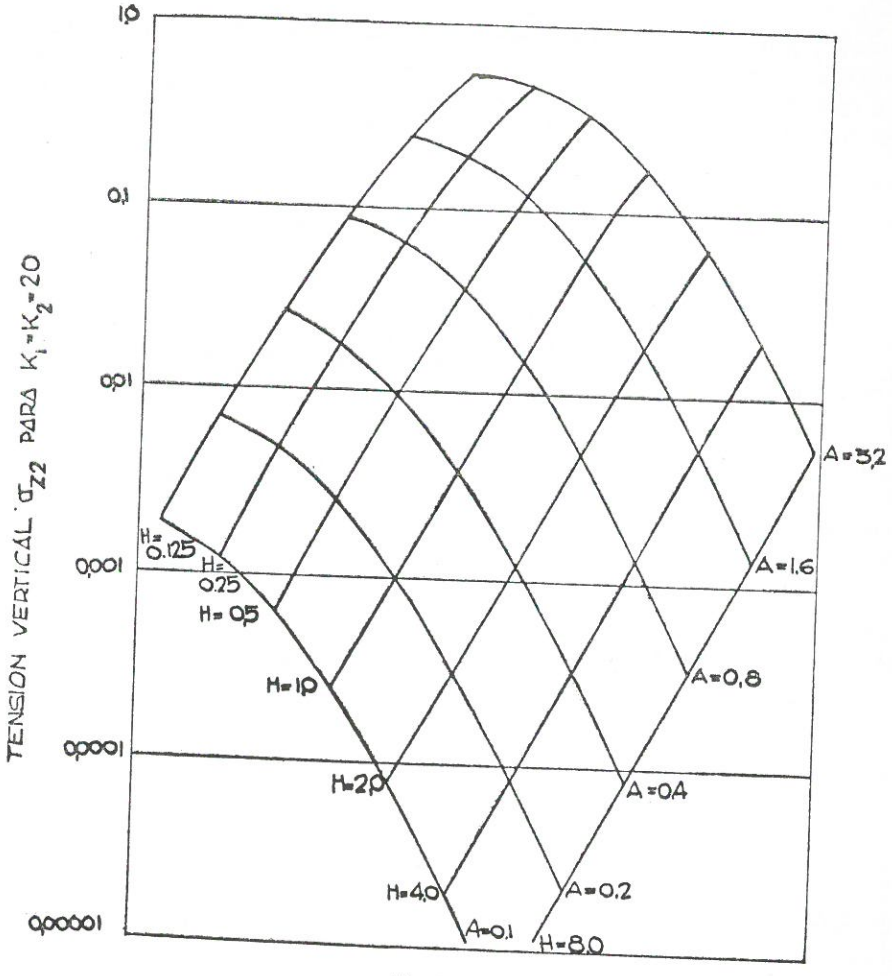


Fig. 8.36.

ción o compresión tienen gran importancia para estudiar las condiciones en que los materiales de las capas superiores deberán resistir, para determinar el peligro de fisuración o de deformaciones plásticas. El primer caso se presenta cuando las tracciones son importantes y el segundo puede verse favorecido ante un estado de compresiones determinado (fig. 7.14.).

Cuando las capas de base son muy rígidas, grava-cemento, por ejemplo, tiene también importancia la determinación de tensiones en su parte inferior. Estas tensiones siguen leyes tales como las del ejemplo de la figura 8.38. En él se puede apreciar el valor importante de tales tensiones, que, en todos los casos, deben determinarse pre-

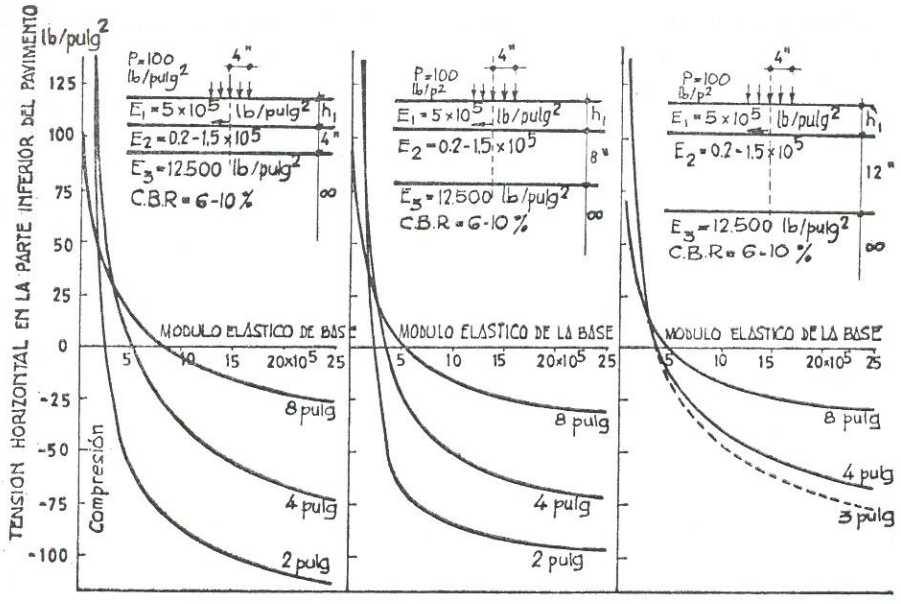


Fig. 8.37.

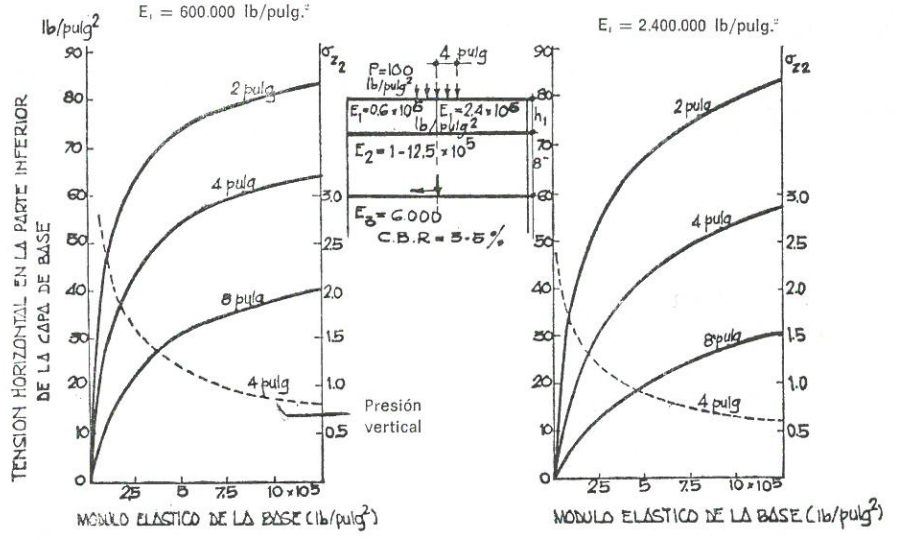


Fig. 8.38.

viamente evitando que no sean tan elevadas como para producir la fisuración de la base.

Por último, y como siempre, debe determinarse la presión vertical transmitida al terreno para ver si es o no admisible por éste (línea discontinua).

8.5.4. Correspondencia entre el problema real y la solución de los métodos racionales

a) **Influencia de las hipótesis previas.**—En todos los métodos anteriores se ha partido de algunas hipótesis simplificadoras, aparte de las inherentes a la propia teoría de la elasticidad. Las hipótesis que más pueden influir sobre los resultados finales de las tensiones (hasta modificarlas en un 20 ó 25 por 100 del valor obtenido) son las de suponer los materiales incompresibles $\mu = 0{,}5$. Como es sabido, la mayor parte de las mezclas bituminosas y de los materiales de base tienen coeficientes de Poisson comprendidos entre 0,25 y 0,40. Ultimamente algunos autores han publicado ábacos y soluciones del macizo bicapa o tricapa utilizando estos valores.

Al estudiar la influencia de los valores arbitrarios dados al coeficiente de Poisson se ha determinado que, para un macizo bicapa, el valor de la tensión radial de la primera capa es especialmente sensible con la variación de μ_1 más que con la μ_2, y que los valores de las tensiones verticales son igualmente sensibles a μ_1 y μ_2. Los valores de las deformaciones verticales son más sensibles a la variación de μ_2 que de μ_1.

En cuanto a las hipótesis de placa delgada y deslizamiento perfecto, conducen a resultados más dispares cuando la relación $E_1 : E_2$ sea más pequeña.

No presentan graves dispersiones las hipótesis de carga circular y presión uniforme vertical, salvo para tráfico especial y trazados muy accidentados.

Tiene, en cambio, gran importancia la hipótesis de elasticidad de los materiales, que obliga a ignorar el problema de las deformaciones remanentes.

b) **Acumulación de efectos.**—Independientemente de la acumulación de deformaciones remanentes, existe el problema de fatiga de los materiales, aun considerándolo en período elástico. Se ha tratado ya anteriormente de este tema, indicando la necesidad de recurrir al estudio de las propiedades intrínsecas de los materiales para poder conocer las leyes que nos relacionan las tensiones admisibles de rotura y el número de aplicaciones de carga (párrafo 8.2.2.).

8.6. DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES POR METODOS EMPIRICOS

En la actualidad se emplean numerosos métodos empíricos para dimensionar, reforzar o valorar el estado de los firmes. En general, todos los métodos se basan no sólo en criterios puramente empíricos obtenidos a partir de ensayos sobre tramos de carretera o laboratorio, sino que de manera más o menos explícita se valen de aportaciones racionales obtenidas de acuerdo con los métodos indicados en el apartado anterior.

Las soluciones empíricas se han obtenido acumulando experiencias sobre deterioración de firmes en tramos de carreteras con tráfico real, tramos con tráfico especial, pistas de ensayo y ante otros métodos especiales de simulación de solicitaciones (vibradores, pulsadores, etc.). Se han tenido además que fijar unos criterios generales para valorar el deterioro en relación con las exigencias del usuario de la carretera para poder valorar los efectos de las solicitaciones de una forma universal. Es importante analizar más detenidamente los tipos de ensayos realizados:

a) **Tramos experimentales con tráfico real:** Se trata de carreteras normales dentro de la red, en las que se construyen secciones estructurales tipo para analizar su evolución en función del tráfico y del tiempo. Hay que tener presentes algunos inconvenientes en estos ensayos, tales como el hecho de que se encuentran mezcladas dos de las incógnitas fundamentales: a) el comportamiento de las distintas secciones del firme ante una carga-tipo y b) la influencia relativa de un tráfico heterogéneo para una sección tipo.

Otro grave inconveniente de estos ensayos es la gran duración de los mismos.

Tramos experimentales con tráfico real se han construido en numerosos países. Son especialmente interesantes los tramos ingleses, proyectados y analizados de forma muy racional. En España se ha construido en 1963 un importante tramo experimental en la CN-II (proximidades del Aeropuerto de Barajas).

En todos los casos en estos ensayos es fundamental estudiar y definir muy bien, previamente, los objetivos del tramo de ensayo y los medios reales con que se cuenta para alcanzarlos.

b) **Tramos experimentales con tráfico especial:** Se trata de aumentar la intensidad de tráfico y de tipificar convenientemente el mismo, a fin de obtener resultados en tiempo más reducido que si de un tráfico normal se tratase. Es conocido mundialmente el ensayo AASHO (fig. 8.37.), para el que se construyeron unos circuitos especiales, sobre los que circularon durante veinticinco meses camiones del ejército, que llegaron a aplicar sobre una sección cualquiera 1.114.000 pasadas (cifra relativamente baja). Las conclusiones

ampliamente difundidas de este experimento, a partir del año 1963, han servido de base a la mayor parte de los métodos empíricos actuales.

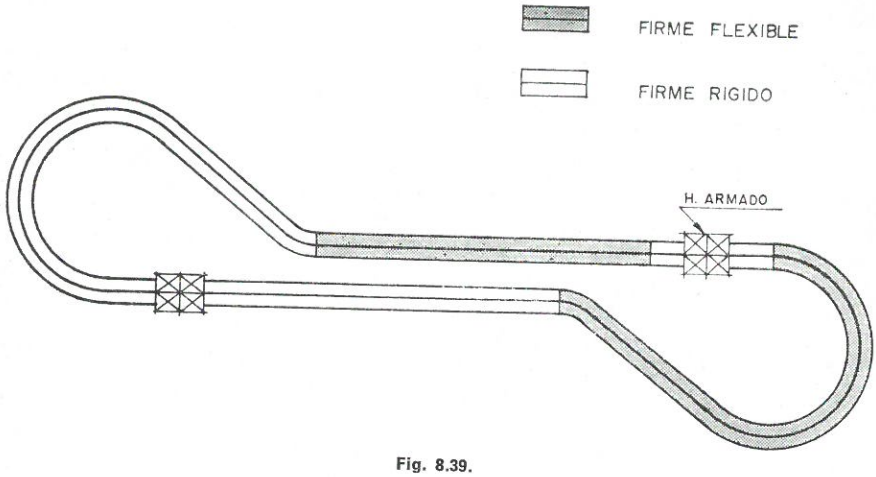


Fig. 8.39.

Esquema de un circuito del ensayo AASHO.

c) **Pistas de ensayo circular:** Se utilizan en numerosos centros de investigación (fig. 8.40.). Los ensayos consisten en hacer pasar sobre una pista circular ruedas simples o dobles, que giran constan-

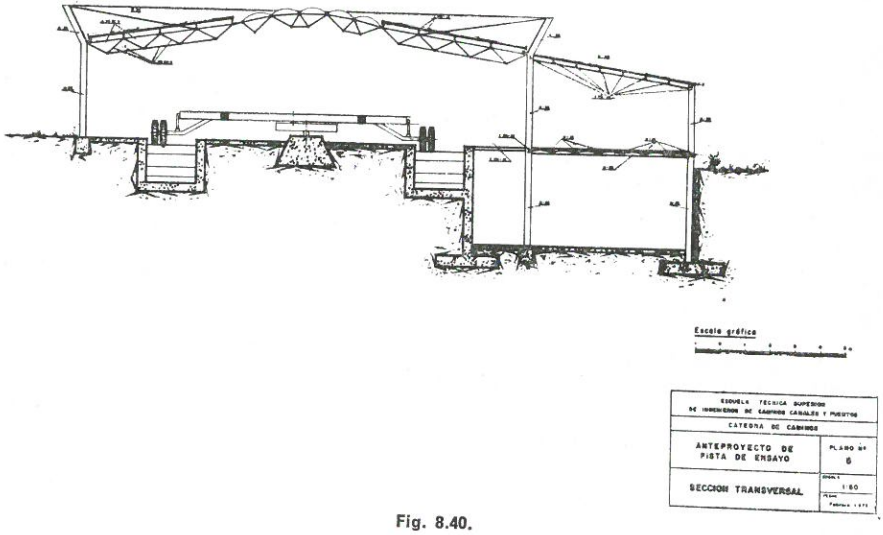


Fig. 8.40.

Pista circular de un ensayo. (Anteproyecto de J. A. Fernández del Campo, E. T. S. de I. de C. C. y P.)

temente. Los diámetros de las pistas varían de 3 a 35 m. La pista está muchas veces aislada y climatizada, dispone de sistemas para variar el nivel freático y para medir asientos, deformaciones, fisuras, etc.

En la figura 8.40. se ha reproducido una sección de un pista circular cuyo anteproyecto se ha realizado en la E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (*).

d) **Sistemas de cargas simuladas.** Tal es el caso ya indicado de algunos aparatos, ya descritos brevemente en otros capítulos, como son los vibradores pesados y los pulsadores. Aunque la simulación de la carga no es buena, esto se compensa por la rapidez del ensayo, en comparación con los tramos de carretera. Dispositivos de este tipo se están generalizando en casi todos los centros de experimentación.

Los objetivos perseguidos en todos los métodos de ensayo anteriores es relacionar el estado del firme con el número soportado de solicitaciones tipo. El estado del firme puede caracterizarse, como se ha dicho, por la deformación transversal, longitudinal, por las fisuraciones, deflexiones, etc. (figs. 8.41. y 8.42.).

De toda la experiencia acumulada en ensayos, como en los anteriormente descritos y del conocimiento de las propiedades de los materiales han nacido numerosos métodos de dimensionamiento, que en párrafos sucesivos se describirán con detalle. Todos ellos tienen en común la sistemática siguiente:

a) Determinación del tiempo de servicio, dentro de una calidad admisible, que el firme debe prestar al usuario (cinco, diez, veinte, treinta años).

b) Conocimientos de los datos de entrada:

1) Caracterización del suelo. (C.B.R. Módulo de elasticidad, etc.)

2) Valoración del tráfico de proyecto.

3) Condiciones locales y estacionales.

c) Aplicación de los ábacos, tablas o fórmulas propias de cada método, que determinan:

1) Espesor total del firme usando un solo material tipo (piedra partida o mezcla asfáltica).

(*) Anteproyecto de pista circular de ensayo (Madrid, 1973). Autor: J. A. Fernéndez del Campo, en colaboraclón con J. J. Ferraz y F. E. Pérez Jiménez.

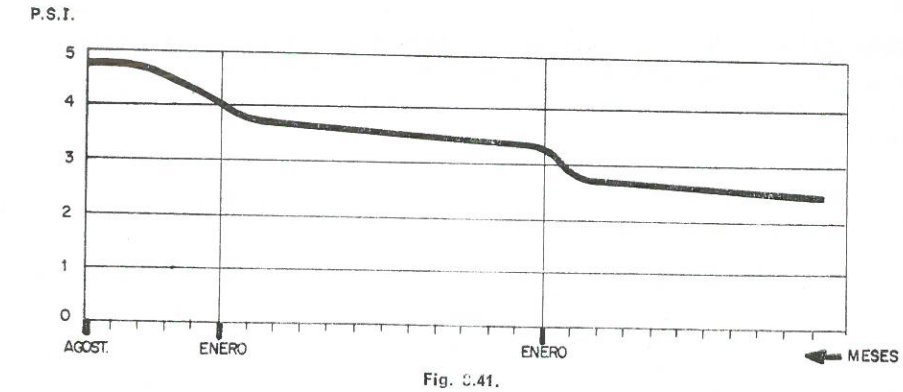


Fig. 8.41.

Evolución típica del P. S. I. en un tramo de carretera a partir de su apertura al tráfico (según criterios AASHO).

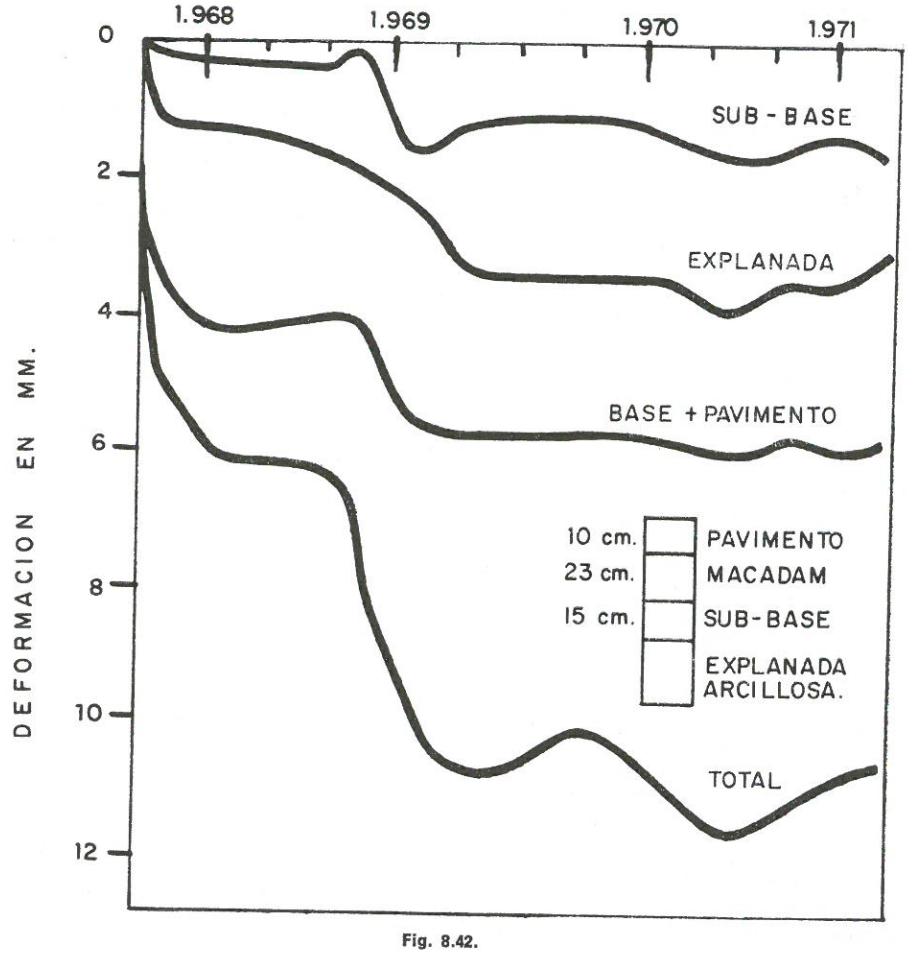


Fig. 8.42.

Evolución de las deformaciones remanentes en las capas de un firme experimental de carretera en Inglaterra (según Lister).

2) Combinaciones ya estudiadas de diversos materiales con espesores diferentes.

En el primer caso, del espesor ficticio de cada material tipo se pasa, mediante unos coeficientes de equivalencia o relaciones de sustitución, a capas de espesores reales formadas por otros materiales. Por ejemplo, el método del Instituto del Asfalto considera que 2 cm. de espesor de base granular equivalen a 1 cm. de espesor de mezcla asfáltica densa. De esta forma se configuran estructuras multicapas con materiales distintos.

Los coeficientes de equivalencia se han relacionado en algunos métodos con constantes fijas de cada material (por ejemplo, módulos de elasticidad) o con valores obtenidos de ensayos empíricos (CBR, estabilidad Marshall, Hveem, etc.), aunque está claro que parte de los materiales tienen un comportamiento lo suficientemente complejo como para que el coeficiente de equivalencia carezca de total significado físico. Por este motivo, entre otros, debe darse a los coeficientes de equivalencia y a los espesores equivalentes otro sentido, más acorde con la realidad, que el de relacionarles con las constantes mecánicas de los materiales. Este sentido es relativo a la durabilidad del firme, y así se puede establecer «que dos estructuras de carretera tienen espesores equivalentes cuando su durabilidad frente a la acción del tráfico es la misma». Por ello, entre otras razones, los coeficientes de equivalencia son propios de cada método en particular y su significación sólo es válida totalmente en el contexto de ese método y para materiales que cumplen estrictamente los requisitos indicados en ellos.

Una observación final muy importante es que en la mayor parte de los métodos (excepto el del L. C. P. C.) no se considera la explanada mejorada, de una manera explícita, como componente del espesor de firme determinado por el método correspondiente, pese a que los datos de entrada relativos al suelo se toman de la explanada natural. Hay quien afirma que proceder de este modo proporciona simplemente una especie de «coeficiente de seguridad» adicional. Sin embargo, parece claro que la explanada mejorada debe hacerse intervenir valorando convenientemente su función estructural.

d) Ajuste final de la estructura de proyecto: Mediante una serie de limitaciones, incluidas en cada método, se obliga a no elegir caprichosamente los espesores de las capas.

El espesor de las capas de diversos materiales muchas veces están en contradicción con circunstancias reales de ejecución de la obra o con consideraciones técnicas y resistentes. Por ejemplo: no sería admisible proyectar una capa de espesor inferior al tamaño máximo del árido de que está compuesta, etc. Por ello, todos los métodos establecen una serie de prescripciones y limitaciones finales, para llegar

a obtener estructuras de firmes lógicas y que realicen su función resistente de manera armónica y equilibrada, ya que el deterioro de una capa acarrea la sobrecarga de las demás y su rápida destrucción. Esta armonía requiere una adecuada relación entre espesores y rigideces.

De una manera resumida existen limitaciones respecto a los siguientes aspectos:

1. Espesor de pavimento bituminoso: Se suelen exigir espesores mínimos, tanto más elevados cuanto más importante sea el tráfico. Se exigen también espesores mínimos superiores a 10 ó 12 cm. cuando la base es de grava-cemento u hormigón pobre, con objeto de eliminar o paliar los problemas de las fisuras de la base reflejadas en la superficie. Se recomiendan también espesores mínimos necesarios de capas bituminosas cuando se emplean bases granulares de calidad mediocre.

2. Espesor de las capas de base y sub-base: Si la base es granular, constructivamente deben proyectarse espesores superiores a ciertos valores (15 cm. en la 6.1. I. C., por ejemplo). Lo mismo sucede con las capas de sub-base (de 10 a 15 cm. mínimo, salvo que exista peligro de penetración de la helada).

En bases muy rígidas, tales como el hormigón pobre o la grava-cemento, espesores muy pequeños podrían agrietarse fácilmente por flexión repetida. Por ello suele estimarse en 15 ó 20 cm. el espesor mínimo adecuado.

Limitaciones como las anteriores, indicadas con más detalle, pueden verse en los párrafos siguientes. En cualquier caso es conveniente que el proyectista no se conforme solamente con las limitaciones indicadas en el método empírico que ha utilizado, sino que debe comprobar, manejando métodos racionales, que los estados tensionales de la estructura proyectada, considerando las circunstancias exteriores más desfavorables, son claramente compatibles con las propiedades de los materiales que se piensan emplear.

8.7. ESTUDIO PARTICULAR DE LOS METODOS EMPIRICOS

Se incluyen a continuación, convenientemente resumidos, los métodos siguientes: 6.1. I. C., R. N. 29, L. C. P. C., Shell, AASHO y A. I.

8.7.1. **Método de la 6.1. I. C.**

Aunque ya poco utilizada, es la Instrucción todavía vigente en España. Data de 1962, y no recoge los avances importantes derivados del ensayo AASHO. Se basa directamente en el método CBR de di-

mensionamiento, aunque hace intervenir el tráfico únicamente como un factor de corrección a partir de la I. M. D.

a) **Datos de entrada**

Tráfico

— Clasificación: ligero IMD $<$ 500
medio 5.00 $<$ IMD $<$ 2.000
pesado 2.000 $>$ IMD

— Se considera la máxima carga por eje de 10 t y un coeficiente de seguridad de 1,5. No tiene en cuenta el efecto de repetición de cargas, ni especifica nada sobre el período de proyecto.

Materiales

— Se valora la explanada por el CBR o el Indice de grupo, o la clasificación de suelos HRB o Casagrande. Las capas granulares deben tener las características que ya se han indicado en el capítulo IV.

Condiciones ambientales y locales

— Considera el efecto de la helada por medio de un Indice de helada y unos gráficos específicos para el cálculo de firmes bajo este efecto. Los suelos, en este aspecto, se clasifican según se ha indicado en el párrafo 8.3.1.

— Si hay peligro de contaminación del firme se recomienda el proyecto de una capa anticontaminante, con graduación de filtro, de 10 cm., que no debe computarse a efectos resistentes.

b) **Hipótesis finales y dimensionamiento**

Coeficientes de equivalencia

— Relación mezcla bituminosa/base granular = 1,5.

— Relación sub-base/base granular = 0,7.

— Suelo-cemento/base granular = 1.

Limitaciones estructurales

— Pavimentos: Simple tratamiento superficial / Doble tratamiento superficial } Tráfico ligero o medio

Mezclas bituminosas { Tráfico medio > 7,5 cm. / Tráfico pesado > 10 cm.

— Bases:

— Materiales { Granular. / Bituminosa. / (A veces, suelo-cemento.)

— Espesores mínimos, incluido pavimento y material granular:

Tráfico ligero > 20 cm.
Tráfico medio > 25 cm.
Tráfico pesado > 30 cm.

— Sub-bases: Contará con un CBR superior a 20.

— Explanada mejorada: Con CBR superior a 8.

La 6.1. I. C. incluye un catálogo de secciones-tipo para tráfico ligero, medio y pesado, cuyo proyecto se ha basado en considerar constantes los espesores de las capas superiores (que son las más caras) del firme, variando los de las inferiores. De todas formas no se dice, explícitamente, a partir de qué espesor de explanada mejorada ésta debe computarse estructuralmente.

Abacos de dimensionamiento

Existen dos clases:

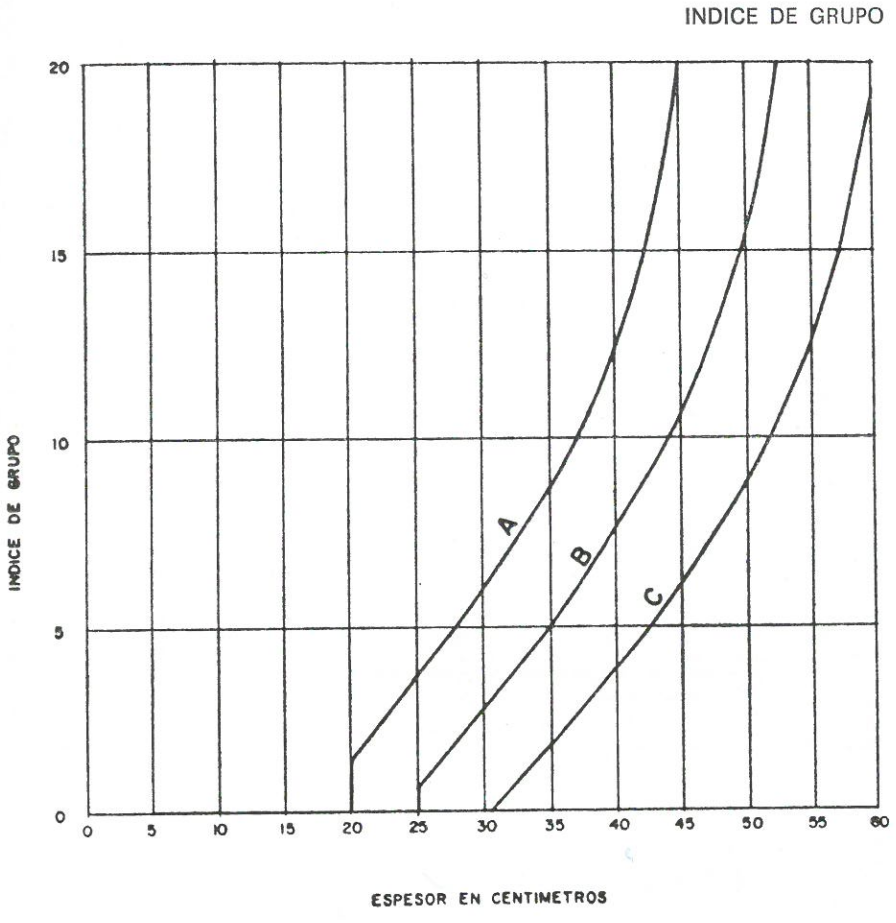
a) Abacos normales: A partir del tráfico y el tipo de suelo dan el espesor total del firme en material granular. El suelo se puede caracterizar por el I. G. (fig. 8.43.) o por el índice CBR (fig. 8.44.).

b) Abacos para calcular el espesor del firme, teniendo en cuenta el efecto de la helada (fig. 8.45).

8.7.2. Método de la AASHO

Fue publicado por Liddle en la Conferencia de la Universidad de Michigan de 1962. Puede considerarse como resumen de las experiencias del ensayo AASHO y como origen de numerosos métodos

CALCULO DE ESPESORES DE FIRMES FLEXIBLES (6.1. I. C.)



Curva A — Espesor del firme para tráfico ligero.

Curva B — Espesor del firme para tráfico medio.

Curva C — Espesor del firme para tráfico pesado.

Fig. 8.43.

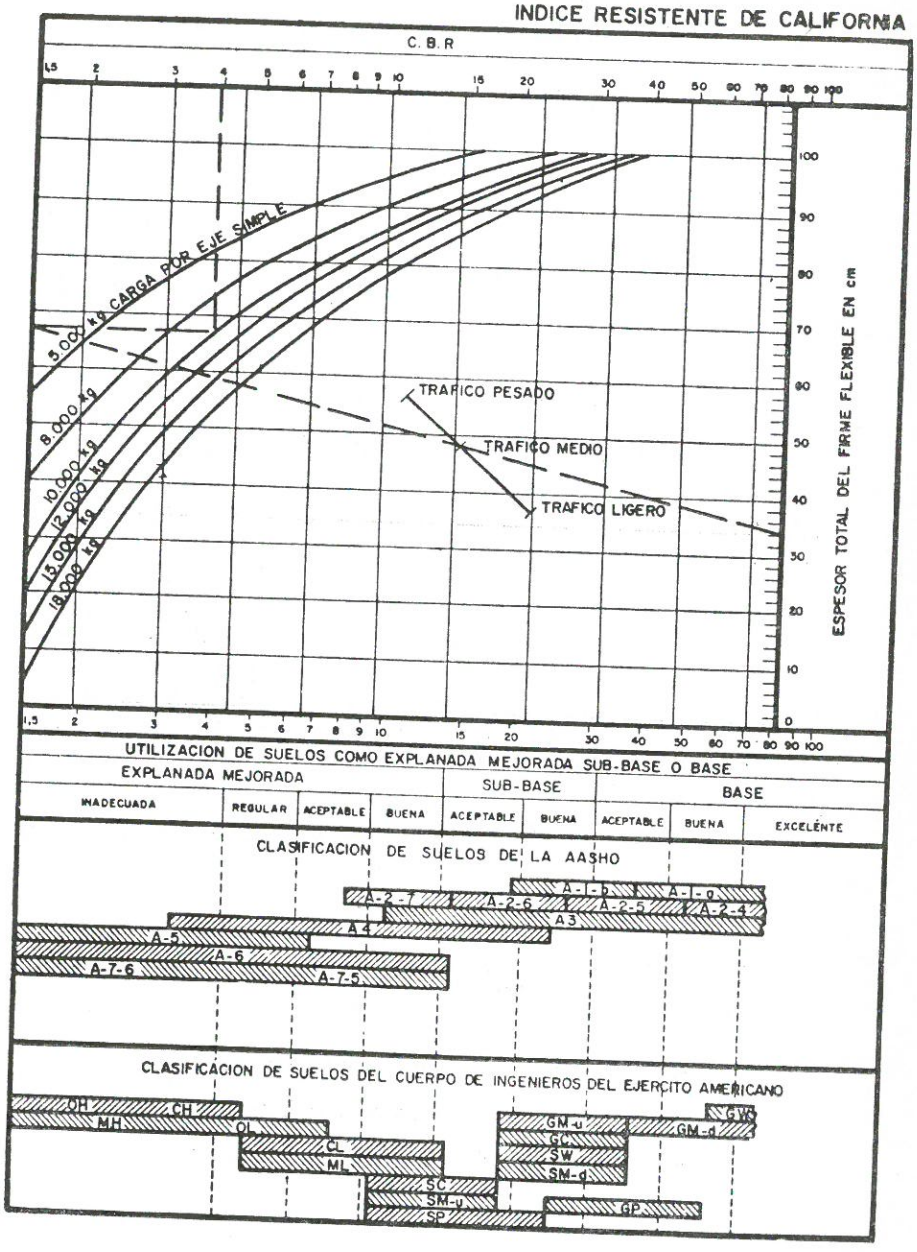

INDICE RESISTENTE DE CALIFORNIA
C. B. R
1,5 2 3 4 5 6 7 8 9 10 15 20 30 40 50 60 70 80 90 100
5.000 Kg CARGA POR EJE SIMPLE
8.000 Kg
10.000 Kg
12.000 Kg
15.000 Kg
18.000 Kg
TRAFICO PESADO
TRAFICO MEDIO
TRAFICO LIGERO
ESPESOR TOTAL DEL FIRME FLEXIBLE EN cm
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100
UTILIZACION DE SUELOS COMO EXPLANADA MEJORADA SUB-BASE O BASE
EXPLANADA MEJORADA
SUB-BASE
BASE
INADECUADA
REGULAR
ACEPTABLE
BUENA
ACEPTABLE
BUENA
ACEPTABLE
BUENA
EXCELENTE
CLASIFICACION DE SUELOS DE LA AASHO
A-1-b
A-1-a
A-2-7
A-2-6
A-2-5
A-2-4
A3
A4
A-5
A-6
A-7-6
A-7-5
CLASIFICACION DE SUELOS DEL CUERPO DE INGENIEROS DEL EJERCITO AMERICANO
OH
CH
MH
OL
CL
ML
SC
SM-u
SP
GM-u
GC
SW
SM-d
GP
GW
GM-d

Fig. 8.44.

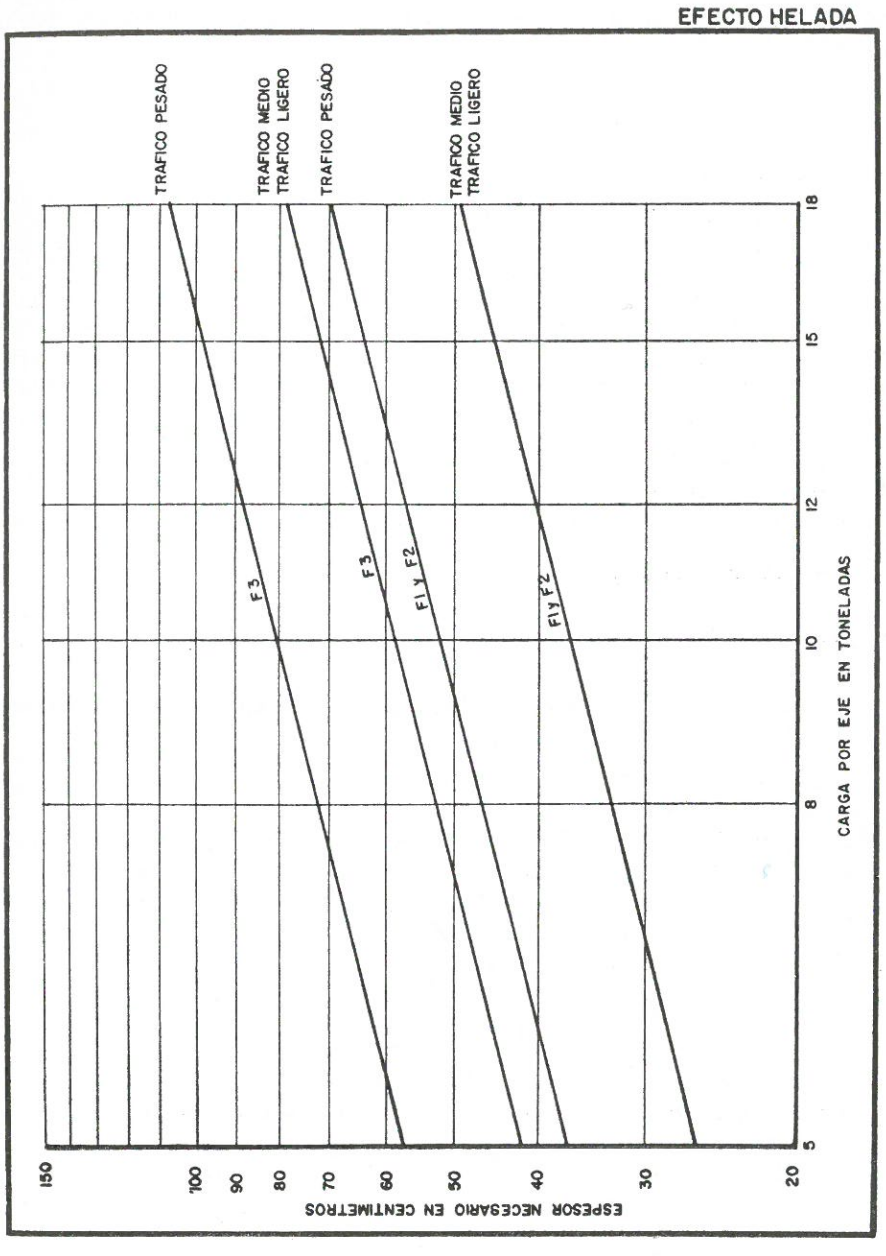

EFECTO HELADA
TRAFICO PESADO
TRAFICO MEDIO
TRAFICO LIGERO
TRAFICO PESADO
TRAFICO MEDIO
TRAFICO LIGERO
F3
F1 y F2
F3
F1 y F2
F1 y F2
CARGA POR EJE EN TONELADAS
ESPESOR NECESARIO EN CENTIMETROS
150
100
90
80
70
60
50
40
30
20
5
8
10
12
15
18

Fig. 8.45.

empíricos de dimensionamiento que, a partir de aquel momento, se han venido publicando. Es un método muy completo por el gran número de factores y correlaciones que en él se consideran, aunque como contrapartida puede resultar complejo y difícil de aplicar para proyectistas de países distintos de los EE. UU.

a) **Hipótesis previas**

— Indice de servicio (PSI) de un firme: Capacidad para facilitar una rodadura satisfactoria a los vehículos de motor en un tiempo determinado. Se valoró inicialmente por opiniones de usuarios correlacionadas con medidas físicas. Posteriormente, se llegó a definir una función basada únicamente en medidas realizadas sobre el firme. Todos los ábacos y tablas del método están confeccionadas para PSI final de 2,5 ó 2, ya que se considera que estos valores son los más pequeños que deben permitirse antes de proceder a una reparación. La definición del PSI, se ha hecho en el párrafo 8.1.

— Rendimiento de un firme o valoración de la variación del PSI a lo largo del tiempo.

b) **Datos de entrada**

Tráfico.

— Se puede usar una carga-tipo por eje cualquiera. En el método se emplean las 18.000 libras (8,2 t) como caso particular.

— Los factores de equivalencia entre ejes están dados por fórmulas complejas en las que interviene: el espesor del firme, el factor regional y el PSI final de la carretera, como aproximación podrían tomarse las curvas de la fig. 8.46., que no dependen de parte de los factores anteriores. Inicialmente se recomienda la distribución siguiente por carriles.

TABLA VIII

Número de carriles en cada sentido	% de ejes a considerar
1	100
2	80-100
3	60- 80

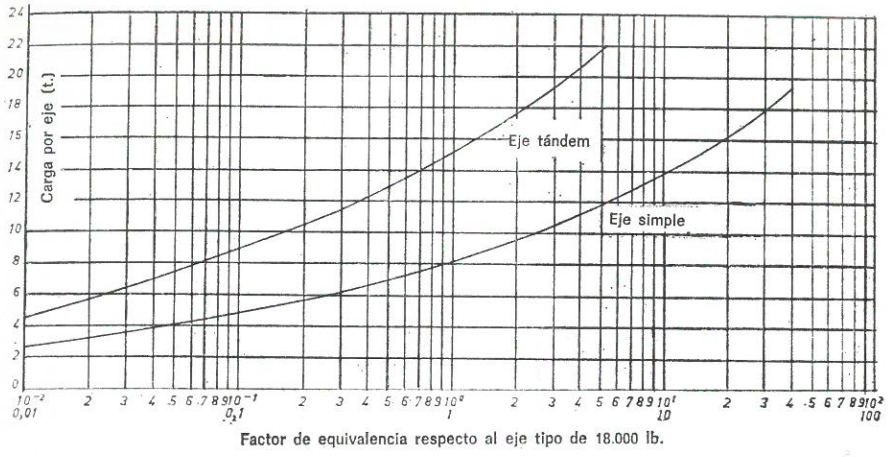


Fig. 8.46.

Con las consideraciones anteriores se determina, como dato de proyecto «un número medio de aplicaciones de ejes tipo equivalentes, durante el período de proyecto».

Caracterización del suelo

Se emplea un valor S determinado, de forma tal que el valor 3, corresponde a un suelo A-6 de CBR = 5,5 y el valor 10, a un CBR = 100. El resto de los valores de S se obtienen por interpolación lineal entre S = 3 y S = 10 (el valor S se corresponde, aproximadamente, con el módulo de reacción).

Existe una correlación oficial entre S y otros métodos de valoración del soporte del suelo (fig. 8.9.).

Condiciones ambientales

— Función estacional V: Variable y con efecto ponderal sobre las aplicaciones de carga, para tener en cuenta las variaciones estacionales en la capacidad portante del terreno (sequedad, heladas, saturación).

— Factor regional R (0,5 a 5): Valor medio de la suma de las funciones ponderadas (v) durante el ciclo de un año. Influye directamente sobre el número total de aplicaciones de carga, a considerar como dato de entrada.

— En R se pueden tener en cuenta también las fuertes pendien-

tes, el nivel freático, las zonas de concentración de giros y frenazos de los vehículos, etc.

La determinación del factor regional es compleja y difícil de definir en otros países distintos de los EE. UU., donde muchos estados de acuerdo con la AASHO, tienen establecidas zonas con climas bien diferenciados, a las que atribuyen determinados factores regionales. Estos suelen oscilar de 0,3 a 1,5 para zonas áridas, hasta 4 ó 5 para carreteras en las que hay que proyectar espesores adicionales para prevenir el efecto helada.

c) Hipótesis finales y dimensionamiento

El método AASHO facilita ecuaciones, obtenidas empíricamente, que pueden solucionar al proyectista el problema del dimensionamiento del firme. Para índices de servicio finales de 2 y 2,5, ofrece directamente la solución mediante ábacos y tablas (fig. 8.47.). Para determinar el espesor se vale de un índice de espesor (SN o número estructural) y unos coeficientes de resistencia relativa.

— Los coeficientes de resistencia relativa (a_1 a_2 a_3), para su introducción en el número estructural, han sido modificados en 1972 y son los siguientes:

a_1)	Pavimentos:	— Mezcla «in situ» (estabilidad baja),	0,20
		— Mezcla en planta asfáltica,	0,44
		— Mortero asfáltico,	0,40
a_2)	Bases:	— Zahorra natural,	0,07
		— Base granular,	0,14
		— Tratada con cemento (no suelo cemento):	
		Resistencia a compresión a los 7 días mayor de 45 Kg/cm^2,	0,23
		De 28 a 45 Kg/cm^2,	0,20
		Menor de 28 Kg/cm^2,	0,15
		— Tratada con betún:	
		Con árido grueso,	0,34
		Mortero,	0,30
		— Tratada con cal:	
		Con árido grueso,	0,34
		Mortero,	0,30
		— Tratada con cal:	0,15-0,30

a_3) Sub-bases:

a_3)	Sub-bases:	— Zahorras naturales,	0,11
		— Arenosas o arcillo-arenosas,	0,05-0,10

Los coeficientes de equivalencia indicados no se consideran inamovibles, sino que la misma AASHO recomienda que, mediante investigaciones, se vayan rectificando y completando.

Se ha relacionado el coeficiente a_1 con los valores obtenidos de C (cohesímetro de Hveem), a temperatura media del pavimento, o con la estabilidad Marshall de la mezcla. El coeficiente a_2 y a_3 con el valor R (Hveem), valor del CBR, etc.

Todas estas correlaciones son discutibles por su propio origen «el significado del coeficiente de equivalencia». Y así, en una mezcla asfáltica, siguiendo los criterios indicados, en verano tendría un coeficiente de equivalencia de 1 ó 2, mientras que en invierno sería de 20 ó 25. Pese a ello, en 1972 se han publicado numerosos nomogramas con objeto de determinar dichos coeficientes a partir de resultados en ensayos sencillos.

Con los coeficientes de equivalencia o de resistencia relativa puede descomponerse el «número estructural» (S. N.) hallado en los ábacos, de acuerdo con la llamada ecuación de proyecto:

$$SN = a_1 h_1 + a_2 h_2 + a_3 h_3$$

donde:

a_i = coeficientes de resistencia relativa.

h_1 = espesor del pavimento (pulgadas).

h_2 = espesor de la base.

h_3 = espesor de la sub-base.

a) **Limitaciones estructurales.** — No se indican explícitamente ninguna en el método.

Aparte del método, tal como se ha resumido, se ha aprovechado la enorme cantidad de datos y correlaciones obtenidos en el ensayo AASHO para publicar ábacos simplificados, que, tal como sucede con el indicado para el tráfico (fig. 8.47), den al proyectista soluciones rápidas. En estos ábacos se ha prescindido de la influencia de ciertas variables, como, por ejemplo, el factor regional. Es especialmente útil e interesante el ábaco de la figura 8.48, que relaciona los factores: espesor de pavimento (S. N.); valor soporte del terreno (S); número previsto de aplicaciones de carga, expresado en ejes equivalentes de 18.000 lb., e índice de servicio del firme (P. S. I.).

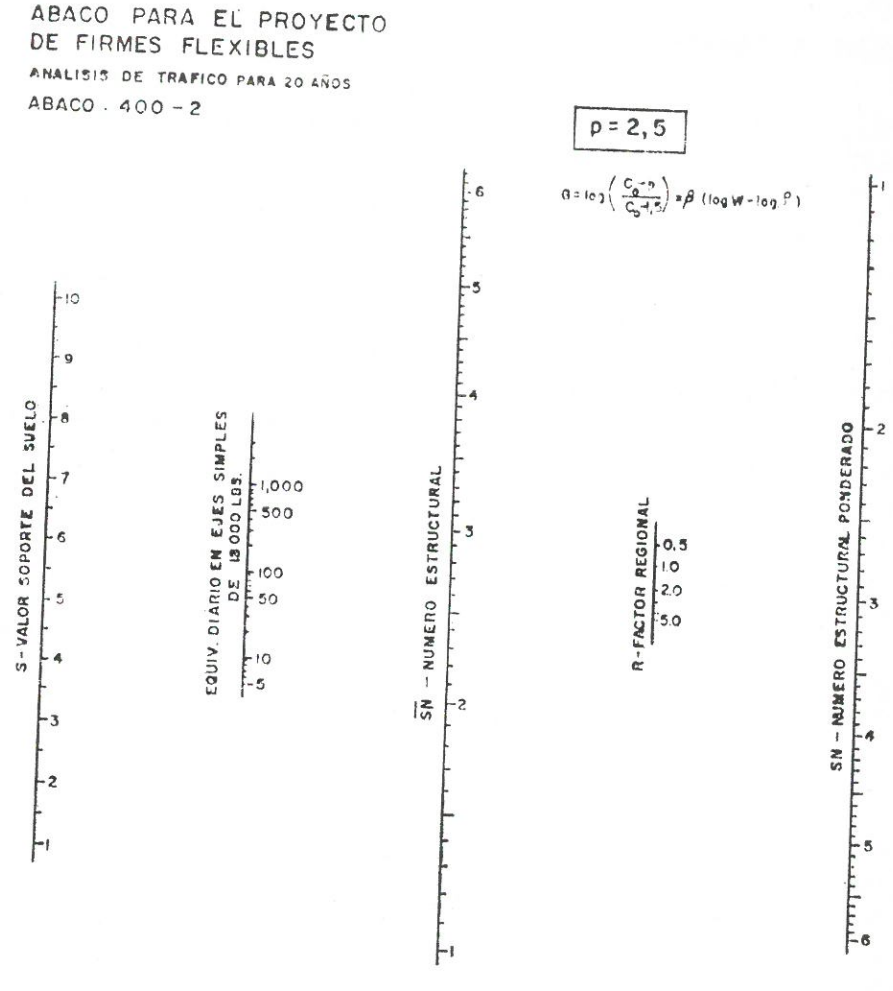
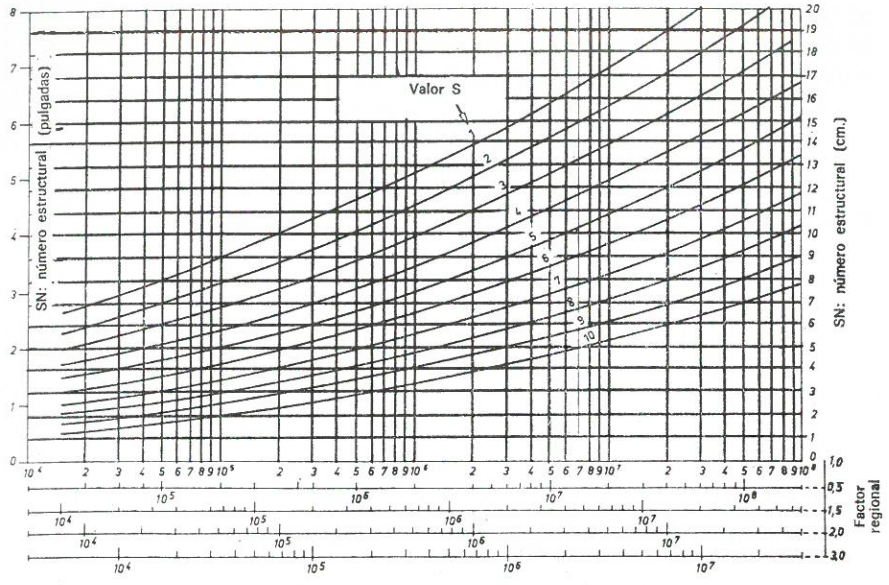


Fig. 8.47.

8.7.3. Método del Instituto del Asfalto (A. I.)

Se publicó simultáneamente al método de la AASHO, y está basado en principios análogos, si bien puede considerarse en conjunto como más sencillo de aplicar. Posteriormente, en 1969, fue ligeramente modificado el método.

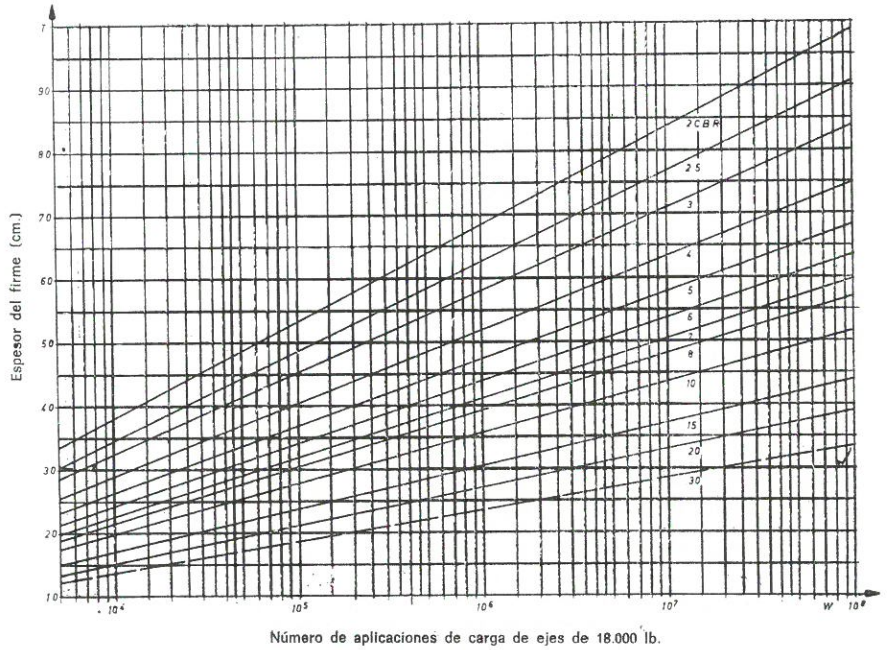
A partir de los resultados del ensayo AASHO, Shook y otros investigadores del Instituto del Asfalto publicaron ábacos, como el de la figura 8.49, que sirvieron de base para el método preconizado por



Número de aplicaciones totales de ejes tipo de 18.000 lb.

Fig. 8.48.

Abaco de dimensionamiento simplificado de Lidle.



Número de aplicaciones de carga de ejes de 18.000 lb.

Fig. 8.49.

Abaco de dimensionamiento propuesto por Shook.

el Instituto del Asfalto. Como se podrá apreciar, este ábaco recuerda al de la figura 8.48, aunque más significativo (realmente, se ha considerado un valor único para el P. S. I.).

a) **Datos de entrada**

Tráfico

— Carga tipo: 18.000 libras por eje.

— Indice de tráfico: número medio diario de aplicaciones de carga equivalente, expresado en ejes simples de 18.000 lb., previsibles para el carril de proyecto durante el período de cálculo.

Obtención del índice de tráfico:

— Directamente, a partir de la IMD inicial, usando criterios generales y simplificaciones según el tipo de vía, y tomando:

Período de proyecto: 20 años.

Crecimiento anual: 3 al 5 %.

— Para condiciones de tráfico diferentes a las previstas en el método para los EE. UU., se obtiene el índice de tráfico de la manera siguiente: $IT = \alpha\, NCET$, siendo

α = factor de corrección del período de proyecto.

C = Factor de crecimiento del tráfico.

Estos dos factores se unen en el método por la fórmula:

$$\alpha\, C = F = \frac{(1 + r)^n - 1}{20\, r}$$ en la que

r = crecimiento medio anual de tráfico.

n = años de proyecto.

N = Número diario de camiones.

E = Factor de equivalencia de camión (a ejes de 18.000 lb.), valor dado por el ábaco de la figura 8.50.

T = Tanto por uno de camiones que utilizan el carril de proyecto.

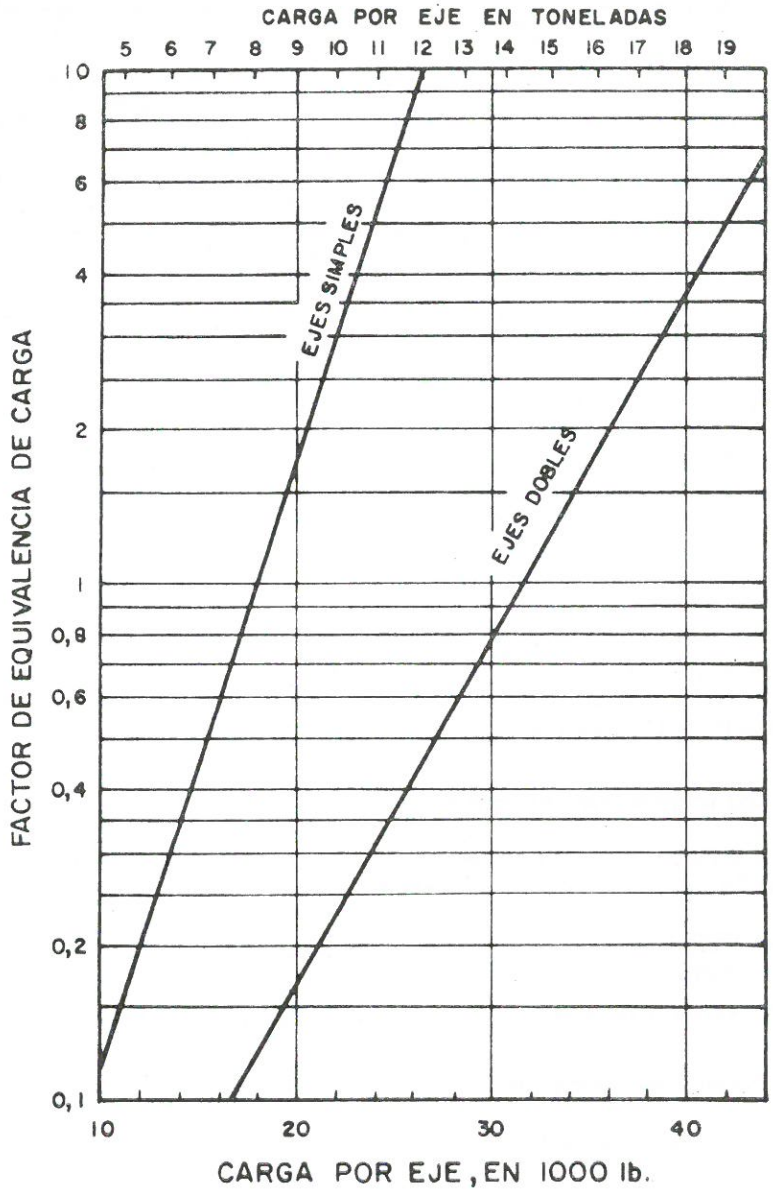


Fig. 8.50.

Factores de equivalencia para cargas iguales o superiores a 10.000 lbs.

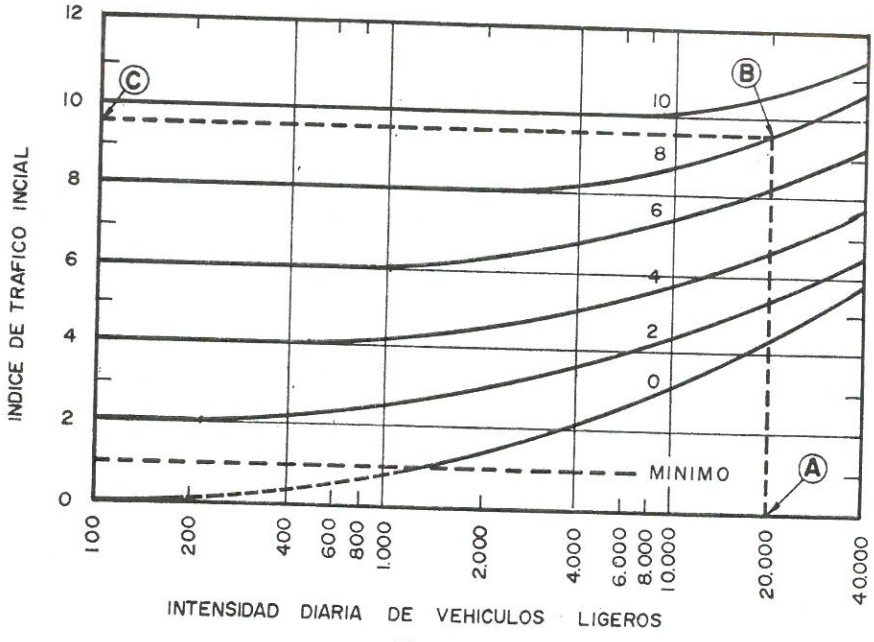


Fig. 8.51.

Corrección del índice de tráfico cuando es > 10.

Si el tráfico es especialmente ligero, pero intenso (I. T. menor de 10), debe hacerse una corrección del tráfico de proyecto, según el ábaco de la figura 8.51.

b) Caracterización del suelo

La capacidad portante de la explanada puede caracterizarse por cualquiera de los valores siguientes:

— CBR.
— Valor R (Hveem).
— Módulo de reacción determinado con placa de carga.

c) Condiciones ambientales

— No se consideran.

d) Hipótesis previas

— El índice de servicio no será inferior a 2,5 al final de proyecto.

— Capacidad de la carretera: la IMD da el número de carriles necesarios.

e) **Hipótesis finales y dimensionamiento**

En el ábaco de la figura 8.52. se obtiene el espesor total equivalente del firme expresado en centímetros de mezcla asfáltica. La transformación, a espesores de capas de materiales distintos, se hace usando los coeficientes de equivalencia. Hay que tener presente también las limitaciones estructurales sobre espesores y tipos de materiales. En los ábacos publicados el año 1963 existían unas limitaciones de espesores para ciertos materiales, explícitas en los ábacos de 1969 (fig. 8.52.), suprimiendo tales limitaciones, que sólo se consideraron dentro del contexto del método.

Los valores recomendados actualmente para los coeficientes de equivalencia o relaciones de sustitución son los siguientes:

— Relaciones: Hormigón asfáltico/base granular 2
Hormigón asfáltico/sub-base 2,7
Base granular/sub-base 1,35
Grava-emulsión/base granular 1,4
Grava-cemento/base granular 1,3
Hormigón asfáltico/mortero asfáltico 1,3

f) **Limitaciones estructurales**

— Espesores mínimos prescritos:

T A B L A I X

	I. T.	cm. de H. asfáltico
Pavimentos	< 10	5
	10-100	7,5
	> 100	10

Capas granulares: No resulta práctico la construcción de espesores inferiores a 7,5 cm.

Capas anticontaminantes: 5 cm. de espesor mínimo.

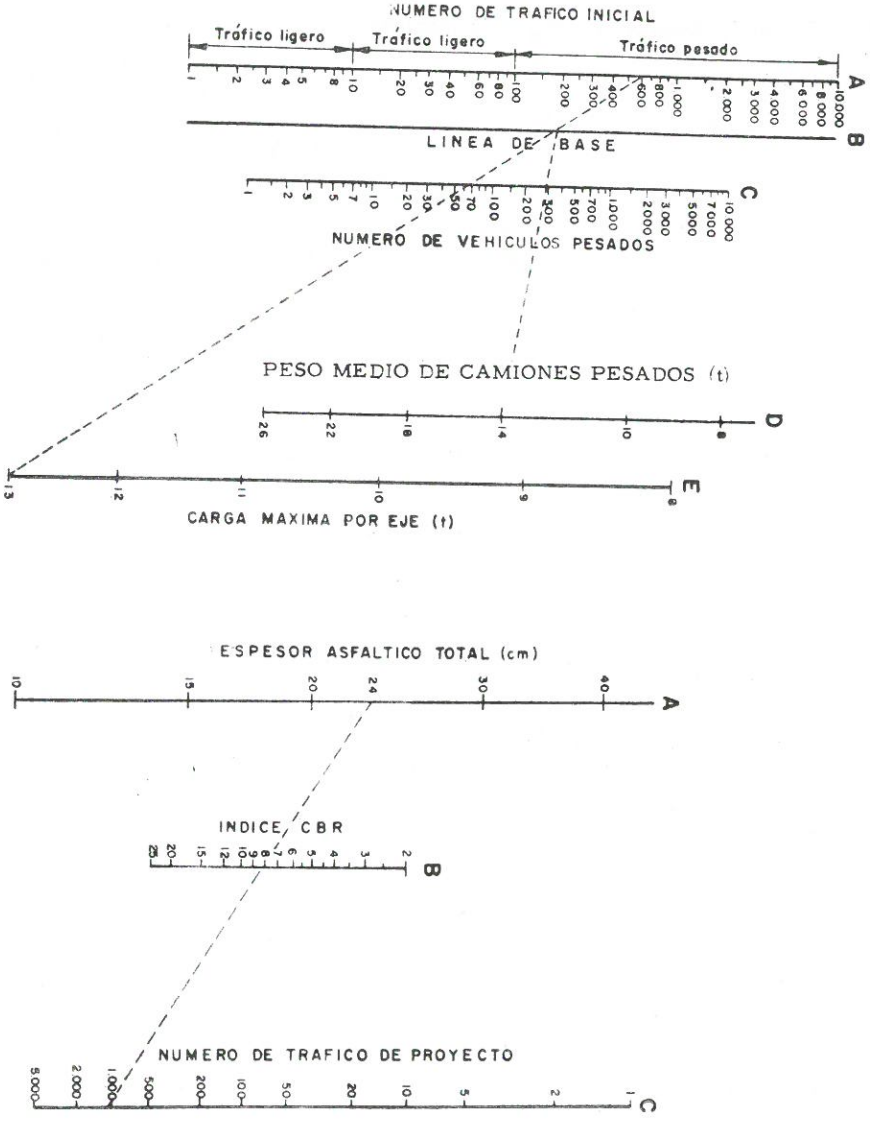


Fig. 8.52.

Método del Asphalt Institute.

Este método, como ya se ha indicado, es relativamente sencillo de aplicar, cosa que se ha hecho en nuestro país frecuentemente. En las carreteras españolas con tráfico pesado se obtienen I. T. mucho mayores que los normales americanos, por lo que las limitaciones estructurales antes indicadas pueden considerarse como demasiado arriesgadas (conviene en particular el espesor de mezcla asfáltica, si I. T. es mayor de 1.000, ir a un mínimo de 12,5 cm.). Por esto mismo no deben utilizarse normalmente en España los ábacos simplificados del método, que, según el tipo de vía, proporcionan directamente el tráfico de proyecto.

8.7.4. Método del Laboratorio Central des Ponts et Chaussées

Es un método publicado el año 1965 y que en muchos aspectos es poco avanzado para su época. Sobre la 6.1. I. C., mejora el tratamiento del tráfico, usando el concepto de ejes equivalentes, y completa los criterios sobre coeficientes de equivalencia. En la actualidad ha sido desplazada parcialmente su utilización por la publicación en Francia de un catálogo general de secciones-tipo de carretera. Lo resumiremos brevemente:

a) **Datos de entrada**

Tráfico

— Carga tipo : eje de 13 toneladas.

— Estimación y reducción del tráfico a ejes equivalentes según tablas similares a las deducidas del ensayo AASHO.

— Considera el número de ejes equivalentes que deberá soportar la calzada antes de tener que efectuar en ellas trabajos importantes. El tiempo de proyecto puede ser variable.

a) **Materiales:**

— Valoración de la capacidad portante de la explanada por el CBR, con humedad correspondiente a la densidad seca del 95 % Proctor.

— Obtiene módulos de elasticidad para las capas a partir de ensayos de placa de carga.

b) **Condiciones ambientales:**

— No considera, aunque sí prescribe medidas contra la penetración de la helada.

c) **Hipótesis previas:**

— Elasticidad lineal de los materiales en la mayor parte de la vida de la calzada. Con tráfico intenso funciona de una manera casi reversible (excepto en un período inicial, o en los momentos de ruina acelerada).

— Consideración de los esfuerzos repetidos de fatiga que provocan deformaciones plásticas y microfisuras.

— Valoración del módulo de elasticidad E de las capas por medio de ensayos de placa para obtener el coeficiente de equivalencia entre espesores de capas de distintos materiales.

$$a_i = \sqrt[8]{\frac{E_i\ (kg/cm^2)}{5.000\ (kg/cm^2)}}$$

El módulo 5.000 kg/cm² se atribuye a una base granular.

— Tiene en cuenta la función resistente de la explanada mejorada, según el espesor de la misma, reduciendo, según ciertas reglas, el espesor total de proyecto.

— A las gravas y arenas para las que el índice CBR no tiene gran importancia se le atribuye un CBR ficticio, según sus características.

— Si se quiere establecer en una sección dada un pavimento de espesor y estructura uniforme es necesario considerar el CBR más bajo hallado en esta sección.

d) **Hipótesis finales y dimensionamiento:**

Coeficientes de equivalencia:

— Basados en los módulos de elasticidad se dan los siguientes:

Grava-cemento, escorias de alto horno	1,5
Hormigón bituminoso, aglomerado denso	2
Arena-cemento	1-1,2
Capa de base granular (Módulo de placa: 3.500 a 5.000 kg/cm²)	1
Grava, grava-arenosa (Módulo de placa: 1.500 kilogramos/cm²)	0,75
Arenas, escorias (Módulo de placa: 700 kg/cm²) ...	0,50

e) **Limitaciones estructurales:**

— Los espesores mínimos para las capas superiores son los siguientes (cm.):

Aglomerado sobre grava-cemento	10
Aglomerado sobre base de tipo I (E = 3.500)	15
Aglomerado sobre base de tipo II (E = 5.000)	12,5
Grava-cemento	20
Base I o II	15

Sub-bases: Mínimo espesor de 15 cm. Para grava-cemento conviene una sub-base con E = 2.500 kg/cm^2.

— Explanada mejorada. Interviene como capa resistente y puede ser considerada de las siguientes formas:

Con influencia total, tomando su CBR para el dimensionamiento en lugar del CBR del suelo.

Como capa independiente con valor resistente computable, siendo su espesor equivalente igual al producto de su espesor real menos 30 cm. por el correspondiente coeficiente de equivalencia del material.

Uno u otro aspecto dependen de las características de los materiales del firme y del tráfico.

f) **Abacos de dimensionamiento:**

Se emplea un ábaco obtenido a partir del reproducido en la figura 8.53. En él se obtiene el espesor equivalente mínimo de la calzada, $D = a_i h_i$. Se procede igual que en otros métodos anteriores.

A partir de unos espesores mínimos recomendados y los coeficientes de equivalencia se dimensiona el firme.

8.7.5. Método de la Sociedad Shell.

Se basa este método en consideraciones de tipo racional, sobre las deformaciones máximas admisibles en la explanada y en las capas bituminosas, para que los materiales puedan resistir un número determinado de aplicaciones de carga. Deformación por flexión máxima en la capa bituminosa: $\varepsilon = 1{,}45 \times 10^{-4}$. Deformación vertical máxima en la explanada: $\varepsilon = 6{,}5 \times 10^{-4}$.

Para firmes compuestos con espesores combinados de mezclas bituminosas y capas granulares, las curvas de la figura 8.54 indican

las posibles soluciones del problema respetando el criterio de las deformaciones-tope. Estas curvas sirven de base a los ábacos usados en el método, que puede considerarse como mixto entre los empíricos y los racionales.

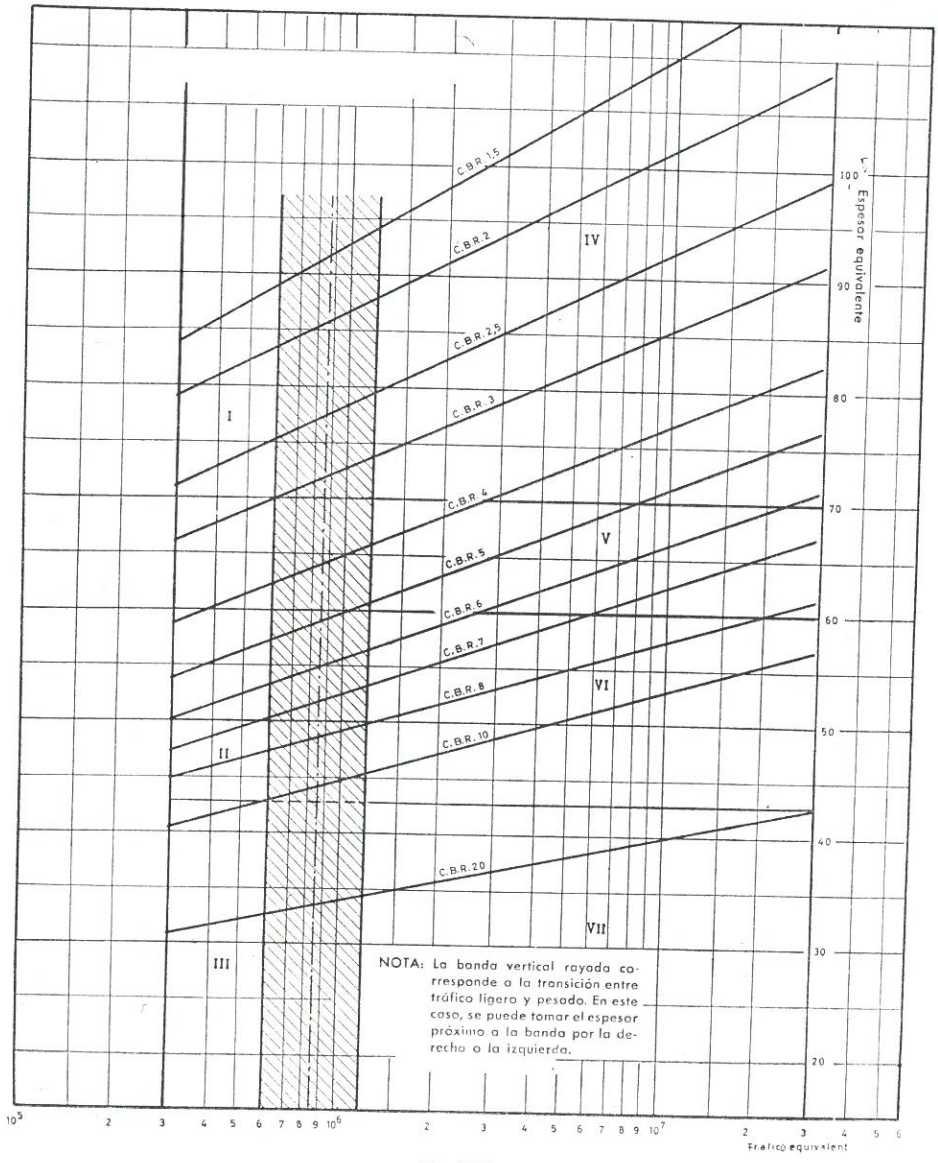


Fig. 8.53.

Abaco de dimensionamiento del L. C. P. C.

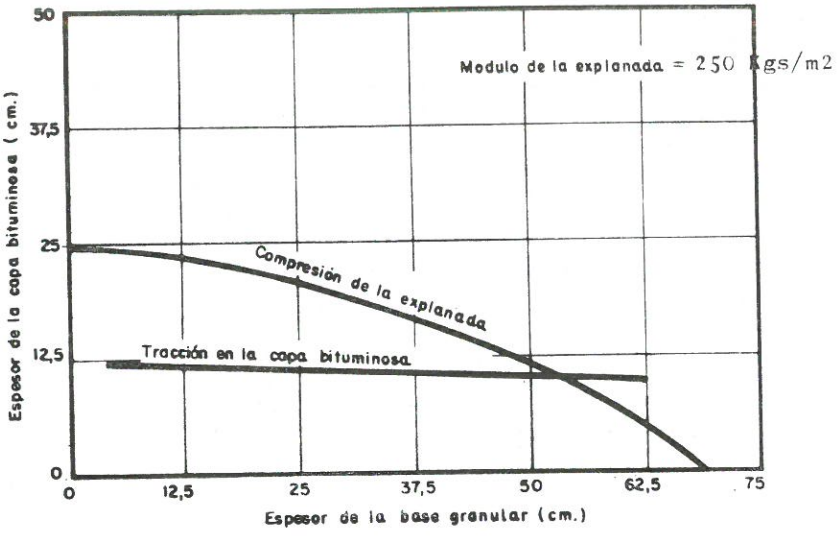


Fig. 8.54.

Curva para proyecto de firmes flexibles.

a) **Datos de entrada.**

Tráfico:

— Carga tipo: Eje de 10 toneladas.

— El tráfico ponderado (en el carril más cargado) está expresado por un valor equivalente (N) de cargas por eje de 10 toneladas durante toda la vida del firme.

— La obtención del tráfico equivalente N. Se basa sustancialmente en las conclusiones del ensayo AASHO, siguiéndose las etapas siguientes:

  — Fijación de un factor de distribución de cargas (FDC) para convertir el tráfico real (figura 8.55) en tráfico equivalente.

  — Consideración del período de proyecto (no habla del crecimiento) que puede ser estimado por el proyectista.

  — Obtención de N aritméticamente a partir del FDC y del período de proyecto, o mediante el monograma de la figura 8.56.

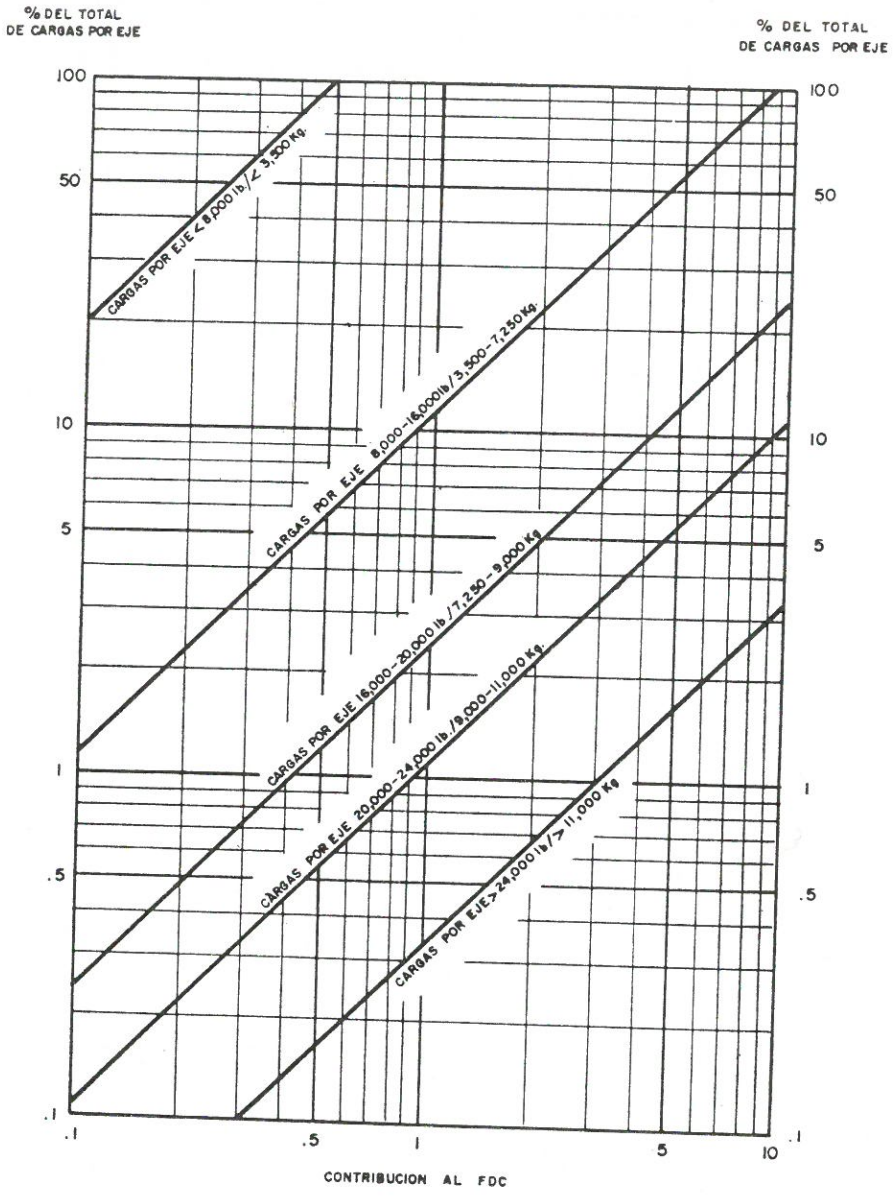
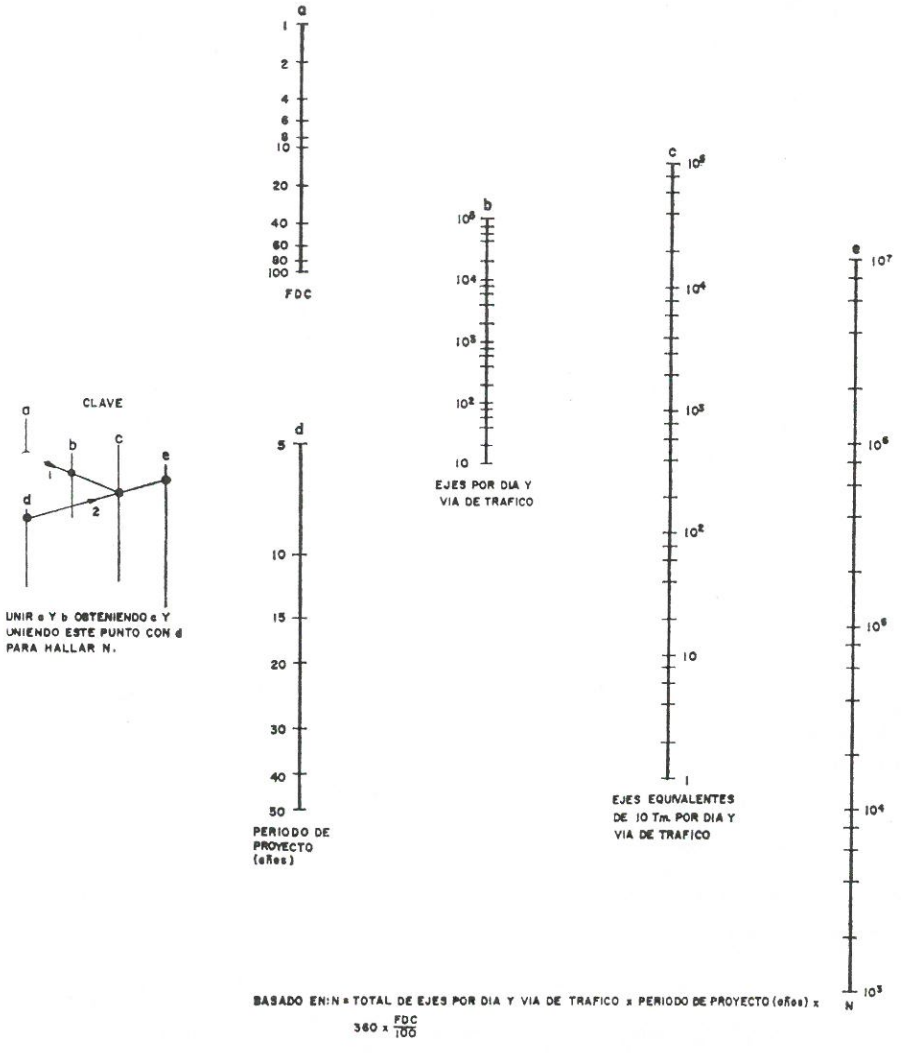


Fig. 8.55.

Cálculo del factor de distribución de cargas (FDC).



METODO DE LA SOCIEDAD SHELL

Fig. 8.56.

Determinación del número de ejes equivalentes (N), ejes de 10 t., en el período de proyecto.

Caracterización del suelo y de los otros materiales:

— Se emplea el módulo de elasticidad dinámico, superior en 2 a 3,5 veces al valor del módulo obtenido en ensayos estáticos, para caracterizar el suelo y los demás materiales.

— Existe una correlación entre el CBR y los otros parámetros de la clasificación AASHO, y el módulo dinámico

$$E \simeq 100 \text{ CBR kg./cm.}^2$$

— Las determinaciones deben hacerse con la humedad del terreno, si existe peligro de helada, con suelo saturado.

— Calidad de los materiales granulares. Se valora mediante tres intervalos en los índices CBR (mayor de 80, de 40 a 80, y de 20 a 40).

— Considera distintas calidades para las mezclas bituminosas, sin aclarar con detalle su influencia en los espesores finales, que están tipificados para mezclas densas.

b) **Condiciones ambientales.**

— Se consideran condiciones climatológicas extremas.

c) **Hipótesis previas.**

Rotura eventual de la carretera:

— Deformación excesiva de la superficie.

— Fisuración de la capa asfáltica (flexiones repetidas).

Sugerencias:

— Realización del firme en etapas según los aumentos de tráfico.

— Apertura provisional al tráfico antes de colocar la capa de rodadura. Actualmente esta recomendación no se considera práctica, económica ni técnicamente aconsejable.

d) **Hipótesis finales y dimensionamiento.**

— No se emplean los coeficientes de equivalencia entre espesores de capas de distintos materiales, y prácticamente los materiales estudiados son solamente los granulares y las mezclas

bituminosas densas. Las capas de suelo-cemento se tratan, a efectos de proyecto, como si estuviesen compuestas de material granular sin aglomerar. La razón principal de este criterio se basa en las eventuales fisuraciones de la capa.

e) **Limitaciones estructurales.**

Espesores mínimos recomendados:

— Sub-base: 10 cm. (menores no son practicables).

— Capa de rodadura: 5-10 cm. (aunque implícitamente en los ábacos queda de manifiesto la conveniencia de emplear mayores espesores).

f) **Abacos de dimensionamiento.**

Los ábacos dan diversas posibilidades, todas equiparables. Teóricamente, al combinar distintos espesores de capas bituminosas y granulares, según cada línea de tráfico dado.

Un primer grupo de ábacos del tipo del de la figura 8.57 da la solución en una familia de líneas, cada una para un tráfico equivalente de proyecto. Cada ábaco de este grupo está hecho para un valor único del CBR o módulo de elasticidad del terreno.

El segundo grupo está representado por un ábaco para cada valor del tráfico equivalente, y la familia de líneas-solución son función de la capacidad soporte del terreno (CBR o módulo). En los dos casos se obtiene.

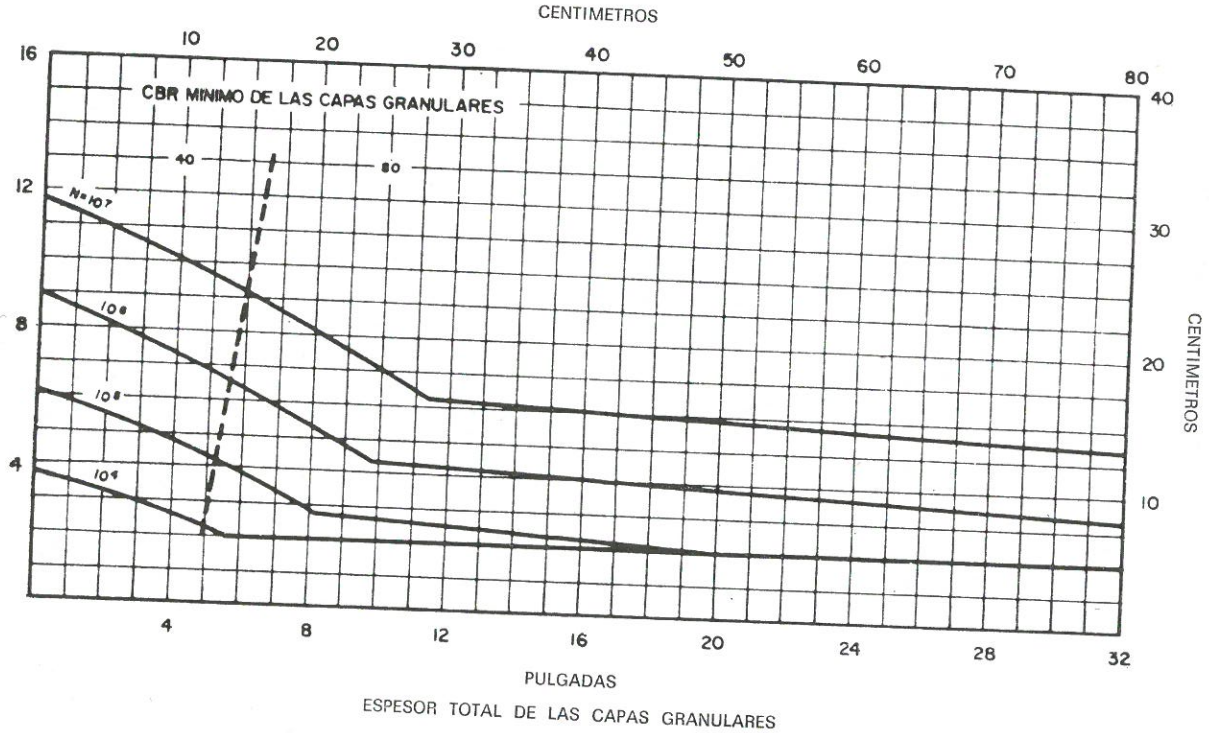
Ordenada: espesor de capa de mezcla bituminosa.

Abcisa: suma de espesor de capas granulares de calidades diferentes (abcisas parciales en los puntos de intersección de la línea-solución con las líneas de trazos que separan las calidades de los materiales granulares).

En conjunto, el método de la casa Shell puede considerarse como sencillo de aplicación e interesante por su innegable fundamento racional.

8.7.6. Método de la Road Note 29 (Road Research Laboratory G. B.).

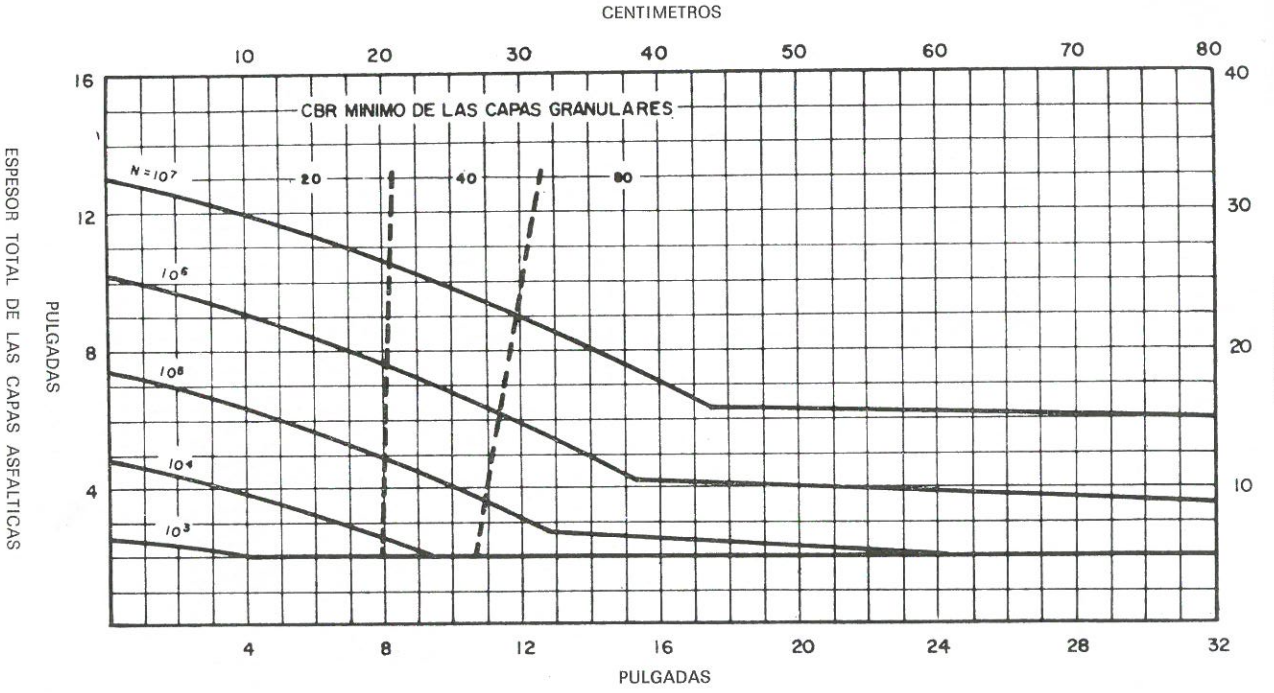
La R. N. 29 se refiere tanto a firmes flexibles como a rígidos. La última edición ha sido publicada muy recientemente (1971). En ella hay que hacer notar que se han incorporado, después de bastante



$E = 15.000$ lb/pulg^2, 1.060 Kg/cm^2
C.B.R. $\leq$ 10

METODO DE LA SOCIEDAD SHELL

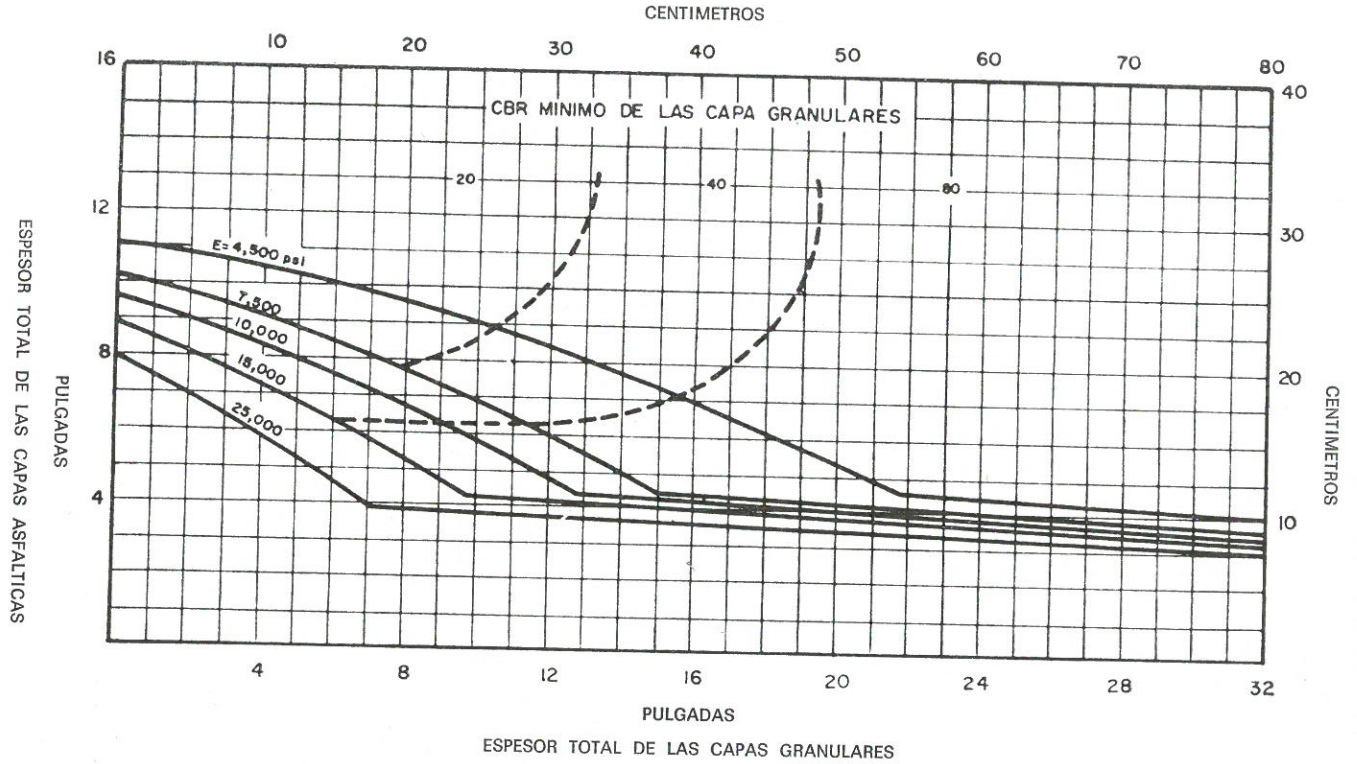
Fig. 8.57.



$E = 7.500\ lb/pulg^2, 530\ Kg/cm^2$
$C.B.R. \simeq 5$

METODO DE LA SOCIEDAD SHELL

Fig. 8.58.



ESPESOR TOTAL DE LAS CAPAS GRANULARES

METODO DE LA SOCIEDAD SHELL

Fig. 8.59.

tiempo, las conclusiones de ensayo AASHO, en lo referente a la valoración del tráfico de proyecto mediante el número de ejes equivalentes. (Antes sólo se consideraba el número de vehículos comerciales y factor de crecimiento de los mismos.)

a) **Tráfico.**

— Se considera el tráfico expresado en ejes equivalentes de 18.000 libras.

— Se establecen correlaciones, útiles en Gran Bretaña, entre el tráfico equivalente y el número de vehículos comerciales (peso en vacío superior a 1.500 kg.).

— Se supone un crecimiento del tráfico del 4 por 100 y un período variable de proyecto que puede llegar a 20 años (40 años para firmes rígidos).

— Si el número previsto de vehículos comerciales supera los 90 millones por carril, en el período de proyecto, se usará esta última cifra.

b) **Caracterización de la explanada.**

— Se valora la capacidad portante de la explanada por el índice CBR, existiendo tablas que aplican directamente valores del CBR a los suelos tipo de Gran Bretaña.

c) **Condiciones ambientales.**

— En las tablas usadas para determinar el CBR de los suelos hay que considerar las condiciones locales de drenaje, nivel freático y plasticidad.

— Se prevé el caso de explanadas susceptibles a las heladas, aconsejando el uso de capas granulares no susceptibles, de espesor suficiente.

d) **Hipótesis finales y dimensionamiento.**

— La sub-base de espesores muy variables (véanse ábacos) debe tener, al menos, un índice CBR de 20 ó 30, según sea el tipo de tráfico.

— La base puede proyectarse con una gran diversidad de materiales, entre los que no existen coeficientes universales de equi-

valencia. Existen instrucciones muy detalladas sobre las calidades normalizadas (según las normas B. S.) de los materiales para base, así como para pavimento.

— Se determina independientemente en los ábacos el espesor de la capa de sub-base (figura 8.60) para un índice CBR del terreno, y unos datos de tráfico.

— Se determina el espesor de la base (figuras 8.61, 8.62, 8.63 y 8.64) junto con el de las capas de pavimento bituminoso, llegándose a distintas combinaciones, en las que suelen existir valores mínimos obligados para ciertos materiales, tales como el hormigón pobre, las capas bituminosas, etc.

— Se pueden usar en capas de base materiales granulares sin tratar, mezclas bituminosas tipo macadam, mezclas bituminosas densas, suelo-cemento y hormigón pobre.

e) **Limitaciones estructurales.**

— El pavimento siempre debe tener espesores > 5 cm.

— Las capas de suelo-cemento > 15 cm.

— Las capas de grava-cemento > 18 cm.

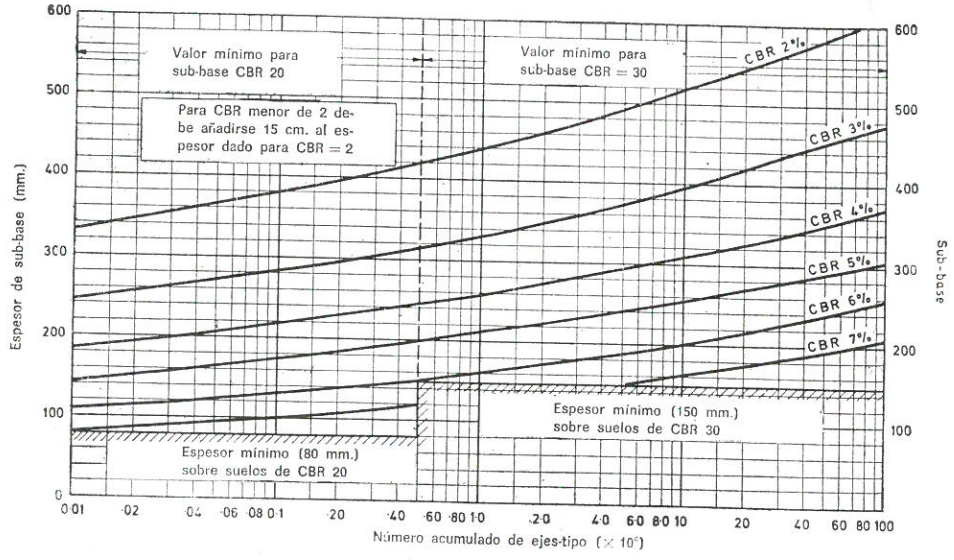


Fig. 8.60.

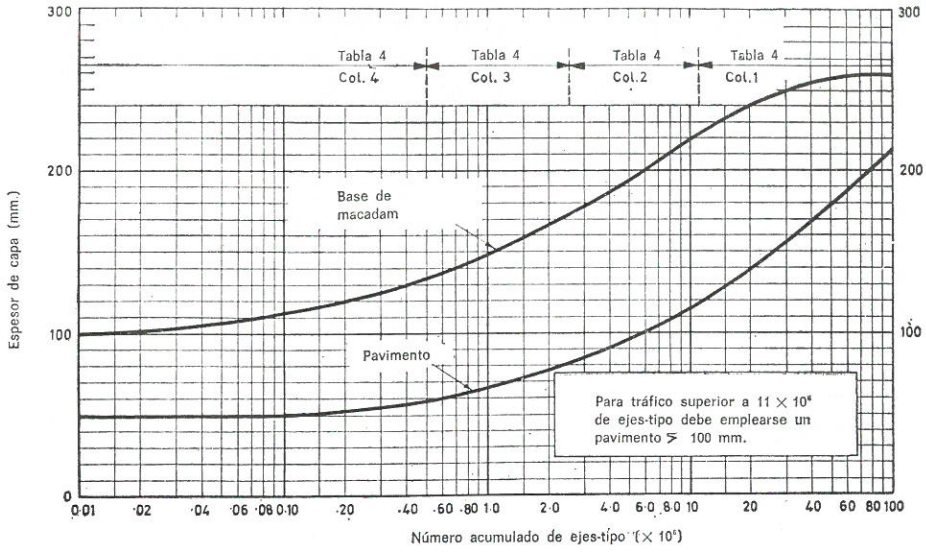


Fig. 8.61.

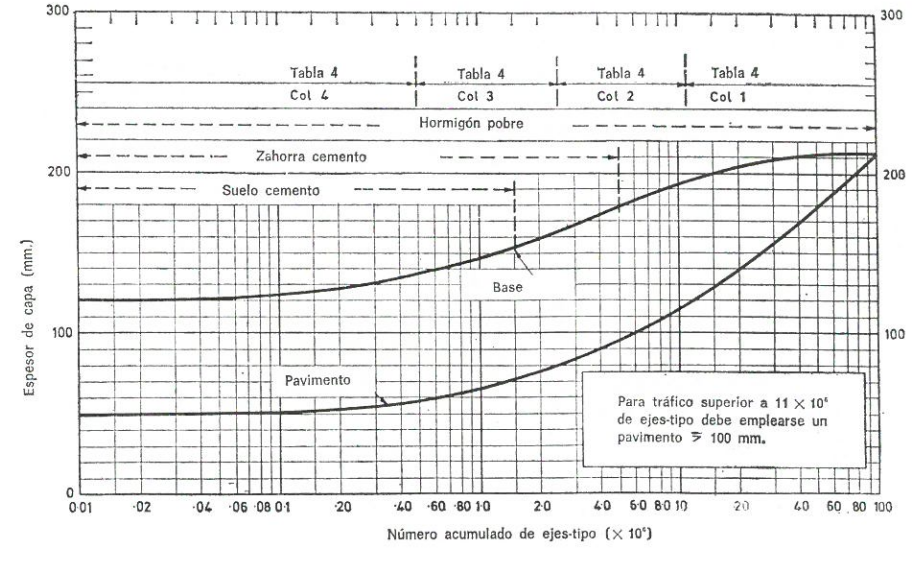


Fig. 8.62.

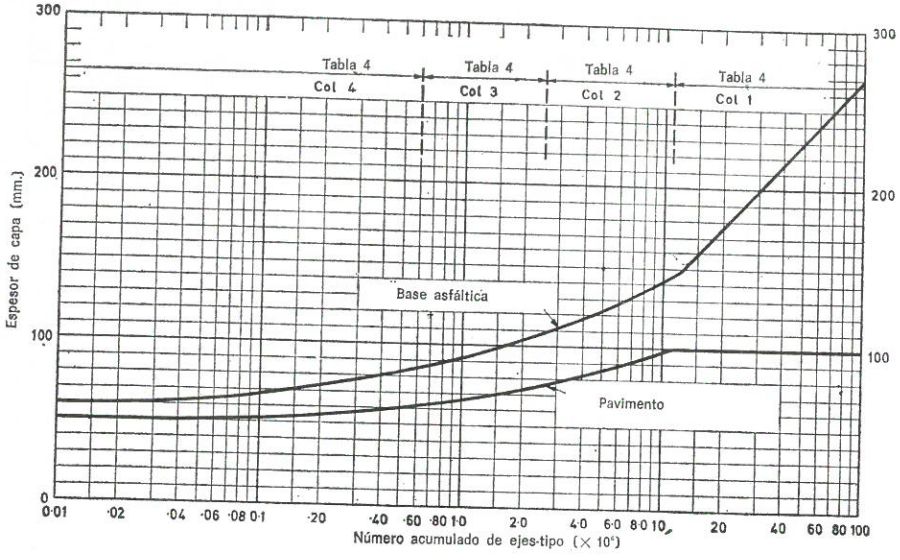


Fig. 8.63.

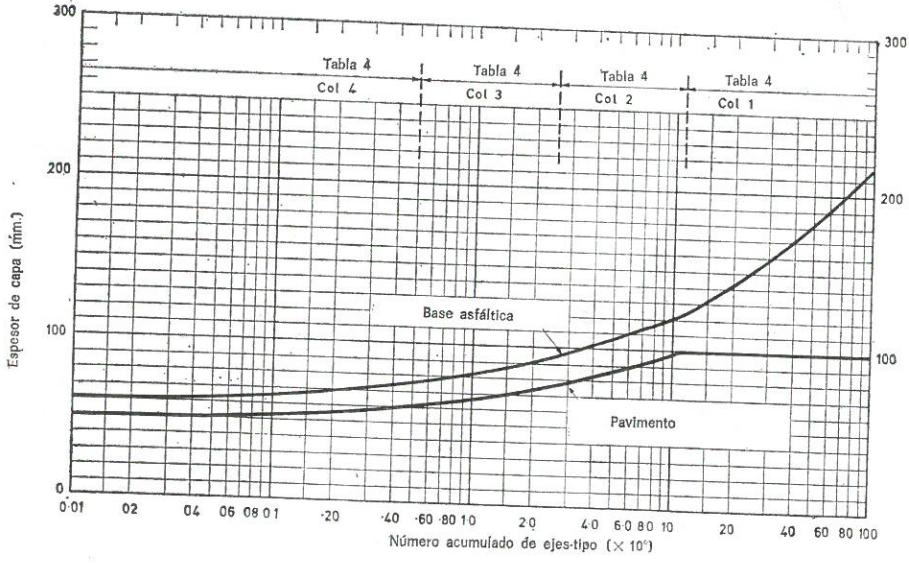


Fig. 8.64.

— Las capas de hormigón pobre > 21 cm.

— Las capas de base granular > 10 cm.

— La Road Note 29, considera la posibilidad, poco utilizada hasta ahora, de variar los espesores de las capas en las secciones transversales del firme, de manera que los carriles exteriores que son los que soportan un tráfico mayor (en carreteras de más de dos carriles) puedan quedar dimensionados con firmes de mayor espesor.

— Existen también reglas para dimensionar firmes compuestos por losas de hormigón, revestidas con pavimentos bituminosos (firmes mixtos).

Como comentario final, hay que insistir en que la R. N. 29 es, en su última edición, la norma de dimensionamiento más moderna, por ello recoge algunos criterios sumamente interesantes. Hay que destacar el hecho, positivo a nuestro juicio, de evitar el uso de coeficientes de equivalencia entre materiales, y el de tipificar muy bien, en las tablas que se adjuntan al método las características y composición de mezclas, materiales estabilizados y materiales granulares. Son también completas y muy racionales las limitaciones estructurales que el propio método impone.

8.7.7. **Catálogos modernos de estructuras de firmes de carreteras.**

Ante los problemas que presenta la utilización de los métodos empíricos de dimensionamiento de firmes flexibles, se ha apuntado una tendencia en los últimos años a normalizar secciones-tipo de firmes, en función del tráfico, la categoría de la vía, los materiales y la experiencia local. Esta normalización, que en ningún caso excluye de la aplicación de los conocimientos del ingeniero sobre diseño estructural y propiedades de los materiales, puede servir muy bien de guía para algunos proyectos, estudios previos y anteproyectos. Los dos países que en este momento tienen publicados catálogos completos de estructuras de firmes son Alemania y Francia.

Catálogo alemán de estructuras de firmes de carreteras.

El Ministerio de Transportes alemán ha normalizado secciones tipo de firmes flexibles desde hace más de diez años. Los materiales fundamentalmente usados son mezclas bituminosas y distintos tipos de bases granulares y estabilizadas con cemento.

El tráfico se clasifica en cinco categorías, según el siguiente cuadro:

TABLA X

Clasificación del tráfico en el catálogo de firmes alemán

Clase de tráfico	IMD	Número de camiones (5 toneladas)	Número de ejes equivalentes (10 toneladas)
V	< 500	< 10	< 3
IV	500 — 2.000	10 — 100	3 — 27
III	2.000 — 5.000	100 — 500	27 — 135
II	5.000 — 10.000	500 — 1.000	135 — 270
I	> 10.000	> 1.000	> 270

La explanada, aparte de ser resistente a la helada, debe estar debidamente compactada, según las normas del país, y tener suficiente capacidad portante, que se valora con ensayos de carga con placa ($E > 450$ kg/cm^2).

Las bases granulares, estabilizadas y bituminosas deben cumplir requisitos estrictos en cuanto a composición, calidad de los materiales y empleo en obra.

La figura 8.65 reproduce las secciones-tipo del catálogo alemán.

Catálogo francés de estructuras de firmes de carreteras (1971).

En 1971 fue publicado en Francia un catálogo de estructuras de firmes de carretera, para uso de proyectistas y constructores.

Como datos básicos de entrada se utilizan cuatro categorías de tráfico y cuatro tipos de suelos.

Los tipos de tráfico (T_1, T_2, T_3, T_4) se eligen según la IMD existente en ambos sentidos de circulación, en el primer año de la construcción. Se considera que el porcentaje de vehículos pesados (mayores de cinco toneladas) es el 10 por 100, y su crecimiento anual del 7 por 100. Si estos dos últimos índices fueran distintos de los anteriores debería corregirse la IMD, empleando un valor ficticio de la misma. La clasificación es la siguiente:

$$T_1 — 15.000 > IMD > 6.000$$
$$T_2 — 6.000 > IMD > 3.000$$
$$T_3 — 3.000 > IMD > 750$$
$$T_4 — 750 > IMD > 200$$

para IMD > 15.000, debe hacerse un estudio especial.

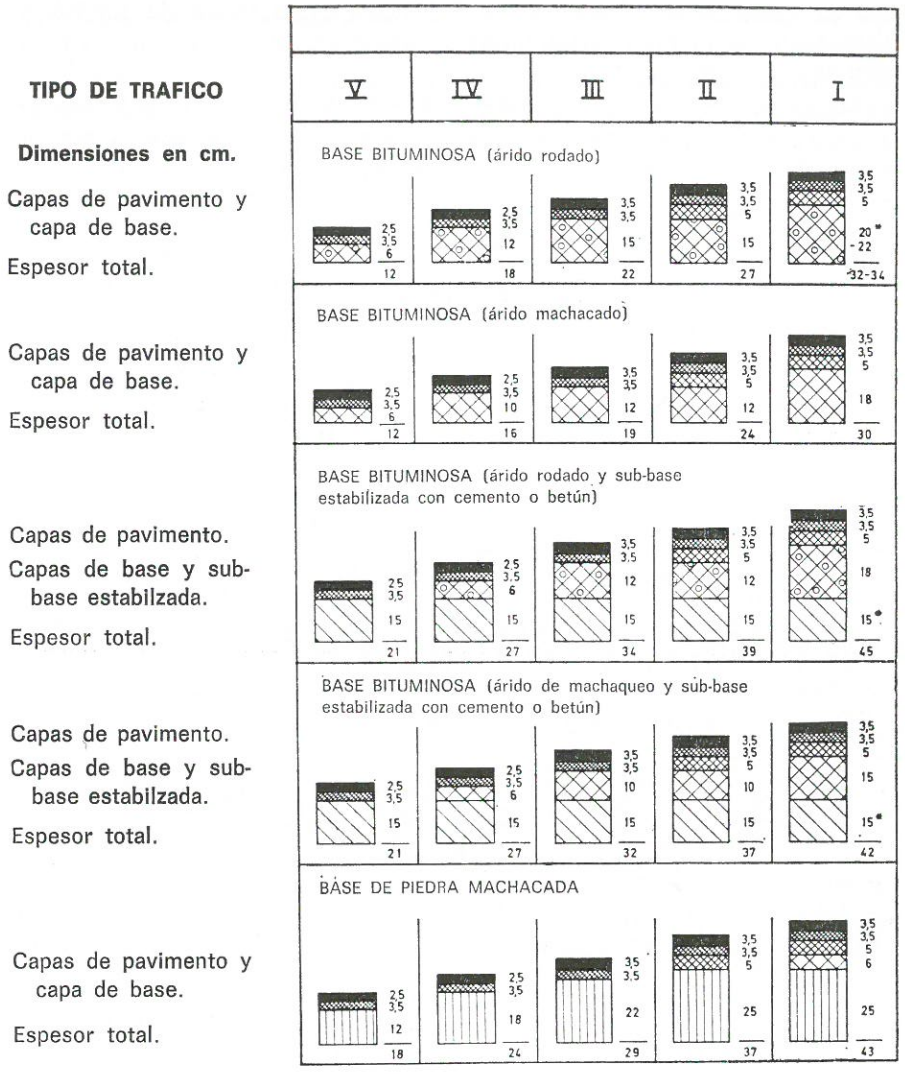


Fig. 8.65.

Normalización alemana para pavimentos bituminosos.

El suelo se clasifica según la calidad del mismo, valorada según las categorías tradicionales (Casagrande, HRB, L.C.P.C.) y las condiciones locales, en particular el peligro de helada, en cuatro categorías (S_1, S_2, S_3 y S_4) de calidades crecientes.

Los materiales a utilizar están estrictamente definidas por los plie-

gos de condiciones franceses y las recomendaciones de S.E.T.R.A. Asimismo, se indican condiciones y requisitos sobre la conservación adecuada, costes, etc.

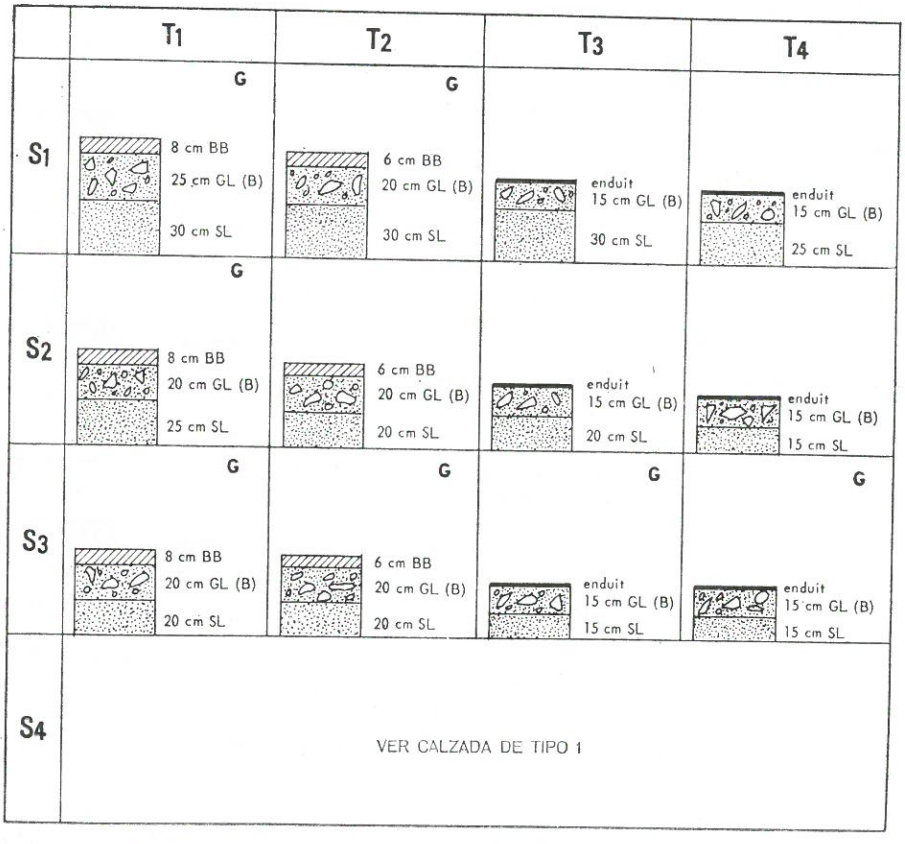
Hasta la fecha se han publicado fichas del tipo de la indicada en la figura 8.66, usando diversos materiales, tales como grava-escoria, arena-escoria, grava-betún, base granular, grava-cemento, etc.

El catálogo presta gran atención al efecto helada y a las medidas necesarias para combatirlo.

FIRMES NUEVOS

Firme del tipo 2

Capa base : grava-escoria GL (B)
Capa de cimentación: arena-escoria SL



G: Este signo indica que en modo alguno puede despreciarse el efecto del hielo sobre el suelo de cimentación en período de deshielo. Para realizar un firme sin hielo es necesario tener en cuenta el debilitamiento del suelo de cimentación en período de deshielo, según el proceso indicado en el cuadro II del capítulo «Utilización del Catálogo».

Fig. 8.66.

Ficha del catálogo francés.

8.8. REFUERZO DE FIRMES

Cuando la estructura de un firme de carretera es insuficiente para el tráfico que soporta, existe el peligro de su rápida destrucción a causa de fisuras y/o deformaciones excesivas en el terreno, o en cualquiera de las capas del firme. El refuerzo, en estos casos, consiste en una operación encaminada a aumentar la durabilidad del firme mediante la construcción de nuevas capas que deben aumentar la resistencia de toda la estructura con el fin de que las solicitaciones que lleguen al antiguo firme sean tolerables por él, durante un período prefijado de tiempo (o número de solicitaciones dado). Naturalmente, las capas de refuerzo deben ser, por sí mismas, resistentes a las solicitaciones a que van a estar sometidas durante un tiempo análogo al del resto del firme. Este concepto de «durabilidad» en el firme reforzado es esencial y desplaza a todos los demás, tales como rigidez, deformaciones admisibles en superficie, potencia de refuerzo, etcétera.

8.8.1. **Métodos de refuerzo.**

Antes de describir con detalle los métodos empírico-racionales de refuerzo, conviene insistir en que el problema del refuerzo puede siempre abordarse como un caso singular en el dimensionamiento de firmes, bien desde el punto de vista racional de los macizos multicapa (en los que la capa superior puede ser la de refuerzo) o bien mediante métodos empíricos de dimensionamiento, dando a cada material su coeficiente de equivalencia adecuado. En todos los casos, y especialmente en los firmes antiguos, cuya constitución no es bien conocida, hay que tener presente las condiciones locales sobre drenaje, características variables de la explanada, degradación y contaminación de los materiales existentes y condiciones climatológicas generales. Por ello cualquier método utilizado para proyectar el refuerzo tiene que estar precedido por un estudio minucioso de las condiciones locales y de los materiales de la carretera.

Para facilitar la labor expositiva se van a clasificar los métodos de refuerzo en racionales y empíricos, según se ha hecho también con los métodos de dimensionamiento de firmes.

8.8.2. **Refuerzo de firmes según métodos racionales.**

El problema que se plantea es análogo al del proyecto de una, o en algunos casos dos capas (las de refuerzo), situadas sobre una estructura estratificada (que es el firme antiguo).

Generalmente el refuerzo consiste en una capa (aunque construc-

tivamente se extienda en varias tongadas) de un material de características mecánicas conocidas, E_1 y μ_1. Pueden presentarse dos casos:

a) Que la capa superior del firme antiguo sea de características análogas a la de refuerzo (por ejemplo, mezcla bituminosa). Se pueden entonces computar ambas capas como una sola, en los métodos multicapa racionales, determinando tensiones y deformaciones admisibles en ella (y en el resto del firme).

b) Que la capa superior del firme antiguo tenga características diferentes a la del refuerzo, debiendo entonces considerarse ésta únicamente como capa superior, actuando consecuentemente.

Pueden conocerse mediante calicatas los espesores de las capas inferiores y las características de las mismas. En todos los casos, y sin recurrir a ningún ensayo destructivo, puede conocerse la deformación elástica en la superficie antigua de rodadura, lo que equivale a conocer las características mecánicas de un macizo semi-indefinido ideal equivalente a todo el firme antiguo. Cuando este último esquema sea válido, y puede serlo siempre que existan únicamente materiales granulares en el firme antiguo, el problema se aborda fácilmente según la teoría de Burmister, para un macizo bicapa. Se determinan las tensiones más desfavorables y se estudia el número de repeticiones de carga admisibles hasta la fatiga, ajustando por sucesivos tanteos el espesor adecuado de la capa de refuerzo para que todos los materiales del firme soporten un número análogo y suficiente de solicitaciones hasta un deterioro tope.

Cuando el firme antiguo no pueda asimilarse a un macizo semi-indefinido homogéneo, porque exista alguna capa con características claramente diferenciadas, se debe emplear un esquema bicapa para caracterizarlo. En este caso el refuerzo constituye la capa superior de un nuevo macizo tricapa, cuyas tensiones pueden determinarse con la ayuda de los ábacos de Jones o de Jeuffroy.

Por último hay que considerar el caso, poco frecuente, de que el refuerzo se haga mediante dos capas con materiales de diferentes características cada una, de forma que puedan asimilarse a las dos superiores de un macizo tricapa. El firme antiguo debe asimilarse entonces a un macizo semi-indefinido y homogéneo. También pueden usarse modelos estratificados de cuatro o más capas, hoy día, ya resueltos matemáticamente.

8.8.3. **Refuerzo de firmes según métodos empíricos.**

Generalmente se trata de los métodos más empleados, lo que no quiere decir que, al igual que en los métodos empíricos de dimensionamiento, no sea conveniente hacer constantemente comprobaciones y consideraciones de tipo «racional».

Estos métodos de muy distinto origen suelen comprender, de la forma más general, las etapas siguientes:

a) Tratamiento del tráfico, mediante aforos, prognosis y determinación del número de ejes-tipo equivalentes en la vida prevista para el refuerzo (sistema análogo al indicado en la mayor parte de los métodos de dimensionamiento).

b) Caracterización de la capacidad portante de la carretera existente y de otros datos necesarios o útiles, mediante la determinación de datos de campo, tales como deflexiones en superficie tomadas con viga Benkelman, módulos determinados con placa de carga o ensayos dinámicos, espesores de capas, drenaje, etc.

c) Valoración de la «capacidad de refuerzo» de los materiales que van a constituir las nuevas capas. Capacidad que suele definirse mediante sus características intrínsecas (módulos de deformación, por ejemplo) o bien el efecto que sobre la deformabilidad del firme antiguo va a producir un espesor unitario de capa de refuerzo.

8.8.4. **Método de California (Zube y Bridges).**

El método se basa en los siguientes principios:

a) Para caracterizar el estado del firme existente se lleva a cabo una detallada inspección visual previa, anotando las zonas fisuradas y deformadas del firme. Seguidamente se emplea la viga Benkelman o el deflectómetro móvil de California (*) para determinar las deflexiones.

Una vez obtenidas las deflexiones se clasifica la carretera por tramos cuyas deflexiones tengan valores sensiblemente próximos. La deflexión media en cada uno de estos tramos se utiliza como valor representativo de los mismos para dimensionar el refuerzo.

b) El efecto del tráfico se valora por un índice de tráfico (**) en el que interviene la carga de cada tipo de eje según una ley potencial de carácter empírico y que ya ha sido revisada varias veces.

c) Partiendo de la deflexión conocida se puede determinar el espesor de grava necesario para obtener una nueva deflexión deseada en superficie (figuras 8.67 y 8.68). Estas deflexiones de proyecto vienen recomendadas en el método y oscilan entre 0,30 mm. para firmes con bases estabilizadas con cemento, hasta 1,27 mm. para firmes constituidos por capas granulares y tratamientos superficiales

(*) Se trata de un deflectómetro móvil que responde a un principio semejante al del Deflectógrafo Lacroix.

(**) I.T. $= C \cdot W^{0'5} r^{0'119}$. Donde C, constante; W, carga por rueda en 1.000 libras; r, número de aplicaciones de carga.

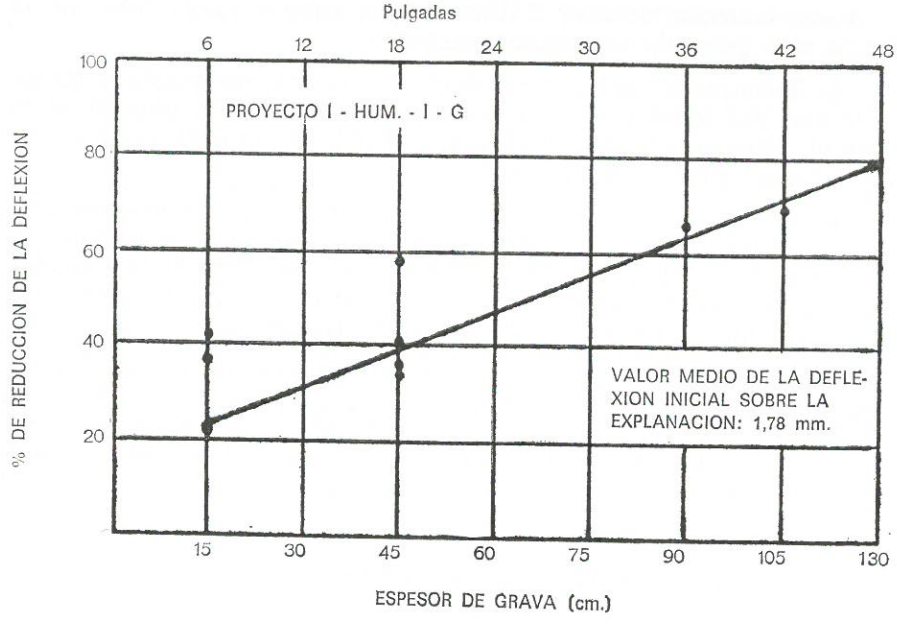


Fig. 8.67.

Reducción de la deflexión por adición de grava.

bituminosos. Cuando el refuerzo se hace en un material distinto de la grava, el espesor del mismo se determina por unos coeficientes de equivalencia fijados previamente. El tráfico interviene también en el método, a través del citado Indice de Tráfico de California, modificando según su valor la cuantía necesaria del espesor de refuerzo.

8.8.5. Método canadiense (C.G.R.A.).

Se basa este método en los siguientes puntos:

a) Se divide la carretera en tramos uniformes, en los que los valores de las deflexiones elásticas obtenidas son sensiblemente análogos. En cada tramo uniforme se suele elegir como valor representativo de la deflexión una deflexión característica definida por:

$$\bar{x} + 2\sigma \text{ ó } \bar{x} + 3\sigma$$

siendo $\bar{x}$ la media de las deflexiones y σ la desviación típica de las mismas.

b) La influencia de la temperatura en las deflexiones debe corregirse mediante curvas empíricas, para trabajar finalmente con un

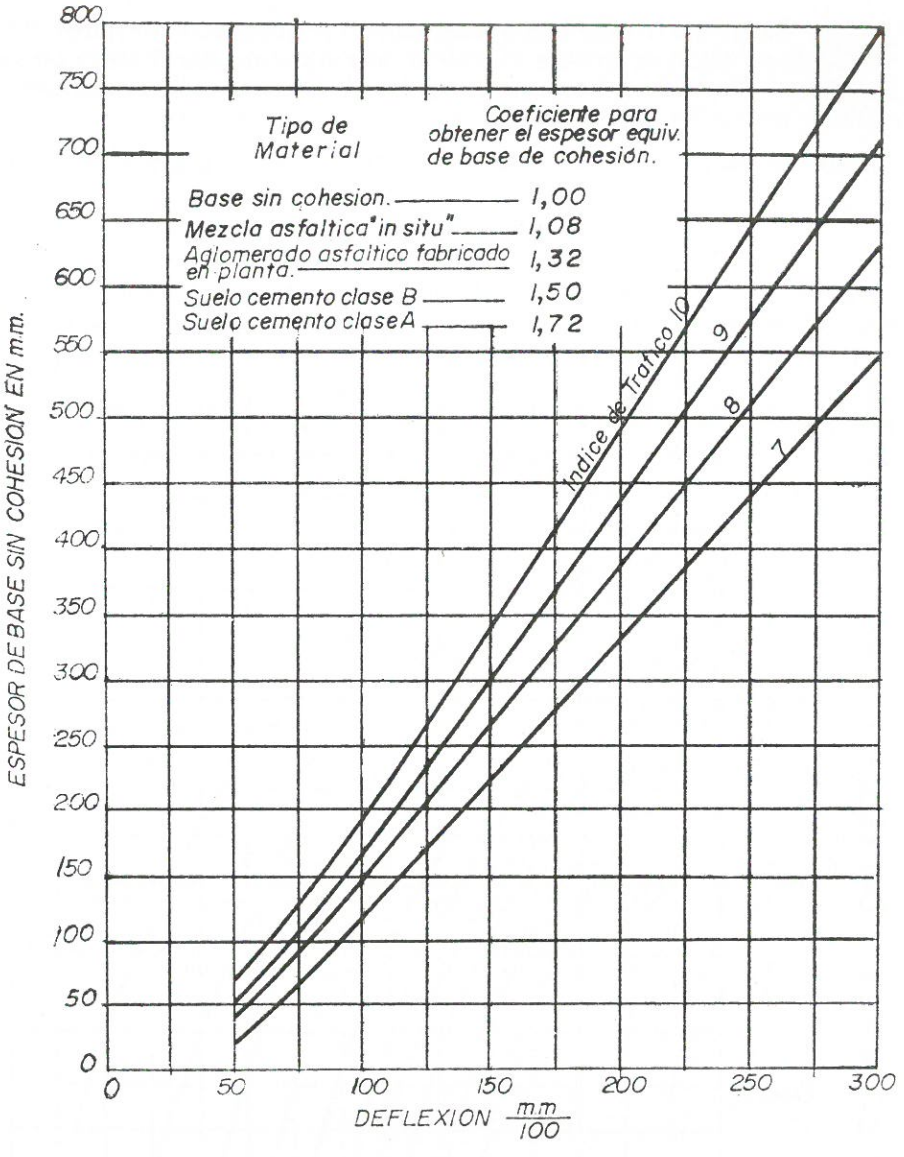


Fig. 8.68.

Espesor del firme necesario para reforzar antiguos firmes de superficie asfáltica.

valor representativo de la deflexión a 35° C. Sin embargo, las correcciones de temperatura propuestas por el método son incompletas e imprecisas.

c) Para fijar la deflexión aceptable en superficie después del refuerzo se tiene en cuenta el tráfico ,la naturaleza del firme y otros factores, tales como la experiencia local, el clima y las consideraciones racionales.

d) El espesor del refuerzo expresado en cm. de grava se obtiene

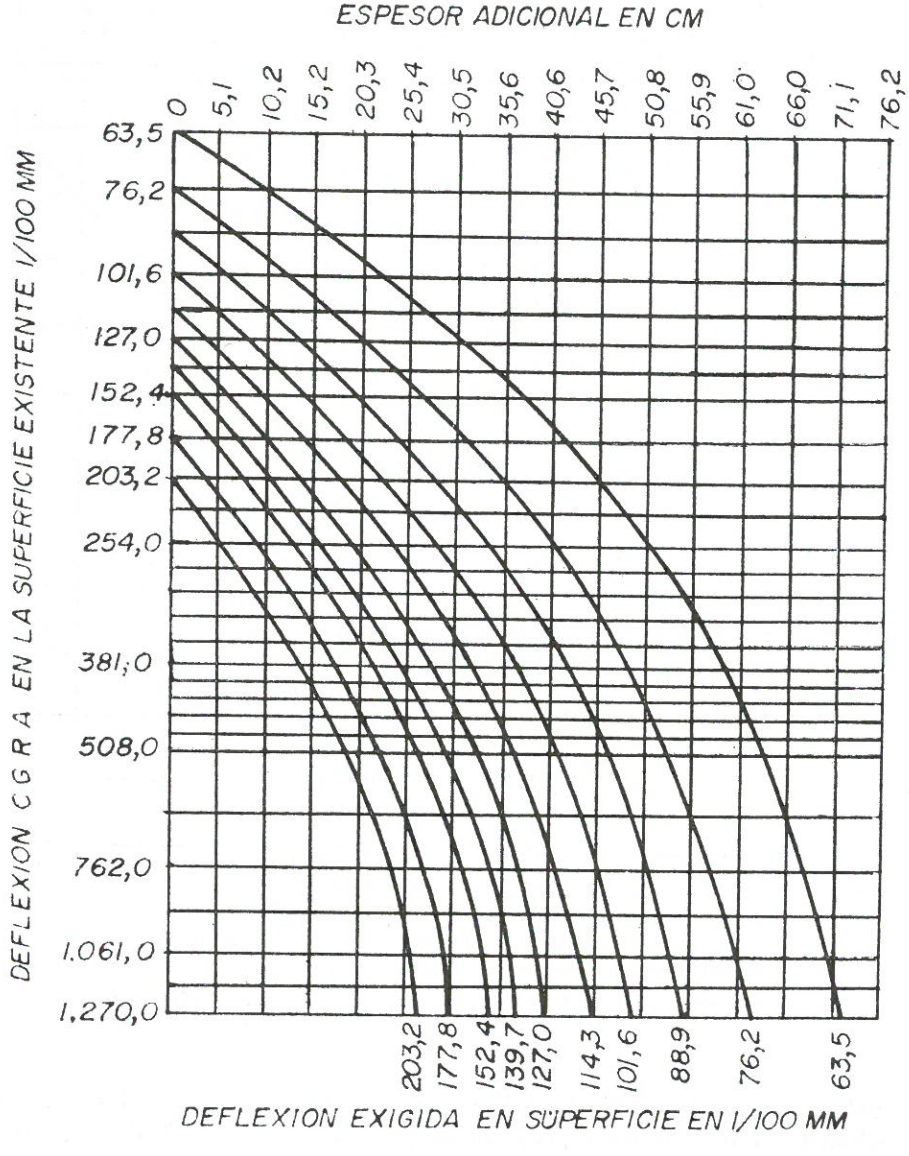


Fig. 8.69.

empleando ábacos tales como el de la figura 8.69. Si en lugar de emplearse grava se usan otros materiales, tales como mezclas bituminosas, grava-cemento, etc., la corrección de espesores puede hacerse usando unos coeficientes de equivalencia, o bien modificando las curvas del ábaco anterior.

8.8.6. **Método de la Sociedad Colas.**

Basándose en los resultados obtenidos sobre deflexiones en los ensayos WASHO y AASHO, Lasalle y Langumier, de la Sociedad Colas, han establecido un método relativamente sencillo, que parte de los principios siguientes:

a) Elegidos tramos de carretera de características estructurales y resistentes similares (tramos homogéneos), la distribución de los logaritmos de las deflexiones en distintos puntos obedece a una curva normal de Gauss. Esta distribución se conserva al reforzar todo el tramo con una capa de espesor y características uniformes (figura 8.70).

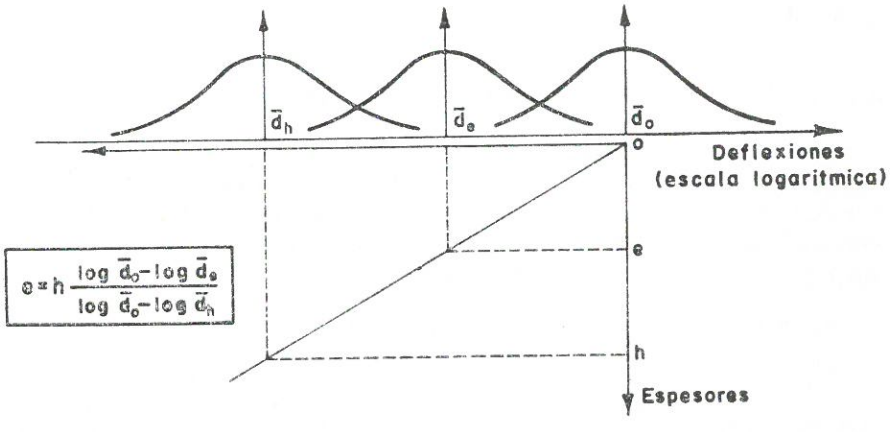


Fig. 8.70.

Relación deflexión-espesor.

b) Cuando se construye una capa con espesor **e** sobre un punto que tenía una deflexión d_o, la nueva deflexión d_e está ligada con la anterior por la relación:

$$\log d_e - \log d_o = k \cdot e$$

k, es un coeficiente que depende de la llamada potencia de refuerzo del material. Cuando ésta no se conoce basta recurrir a la construc-

ción de una capa de espesor arbitrario h, y determinar la deflexión sobre ella, pudiendo entonces escribirse una nueva ecuación en la que se determinará k (o bien se puede recurrir a una interpolación gráfica en la recta situada en el plano (h — log d) (figura 8.70). Cuando en lugar de un punto se trata de un tramo de carretera, se puede proceder análogamente (en virtud del principio a) con los valores medios o característicos de la deflexión en todo tramo.

c) El tráfico se expresa en número de ejes equivalentes de 13 toneladas, durante una vida de proyecto a elegir. La equivalencia de ejes se establece mediante factores de equivalencia que tienen valores similares a los del I.A. y otros métodos basados en los resultados del ensayo AASHO. También, como en otros métodos, se admite la correlación lineal entre el logaritmo del número de aplicaciones de carga admisibles y el logaritmo de la deflexión de proyecto (párrafo 8.2). Por esto puede fijarse para un tiempo determinado de servicio del nuevo firme, cual debe ser la deflexión máxima admisible después de la construcción del refuerzo. Tanto para fijar esta deflexión como para fijar la deflexión característica del firme, se admite que pueden hacerse consideraciones estadísticas en relación con el porcentaje probable de la superficie reforzada que puede tener deflexiones mayores que las previstas, y por tanto, deteriorarse prematuramente.

8.8.7. **Método del Instituto del Asfalto (1969).**

Se caracteriza, como la mayor parte de las recomendaciones de este Organismo, por su sentido práctico, aun en detrimento del contenido científico. Esto hace que siempre se deban comprobar a posteriori todos los resultados con otros criterios más racionales. Las etapas del método son las siguientes:

a) Elección de tramos de características similares.

b) Caracterización de la estructura del firme antiguo mediante toma de muestras de las distintas capas, determinando un valor CBR representativo de la explanada (valor del CBR que sólo es expresado por el 10 por 100 de las muestras ensayadas) y las condiciones y espesores de los materiales que constituyen las demás capas del firme. A estos materiales, según su estado, se les adjudica un coeficiente de equivalencia, repecto a una mezcla asfáltica cerrada que oscila entre 0,2 y 1.

c) Estudio de tráfico, que se realiza de forma enteramente análoga a la descrita para el método del A.I. de dimensionamiento de firmes, determinando finalmente un índice de tráfico (D.T.N.) para un período de proyecto dado (20 años en general).

d) Con los datos de tráfico y las características de la explanada

se puede determinar, según el método de dimensionamiento del A.I., el espesor necesario de firme asfáltico. Como se conoce el espesor existente que puede transformarse también en espesor equivalente de mezcla asfáltica mediante los coeficientes de equivalencia, se puede determinar la diferencia de ambos, que será el espesor necesario de refuerzo.

e) Cuando la caracterización del firme antiguo se hace solamente a partir de las deflexiones en superficie, el procedimiento recomendado varía ligeramente, ya que entonces basta dividir la carretera a reforzar en tramos homogéneos, determinar en ellos la deflexión media $\bar{x}$ y la característica $\bar{x} + 2\sigma$ (σ, desviación típica), y aplicar dos coeficientes de corrección: uno de temperatura (f) y otro que es función de las condiciones del período del año en que se ha hecho la medida de la deflexión (c). De esta forma la deflexión representativa del tramo es:

$$d = (x + 2\sigma)\, f.c.$$

Con este valor conocido, en el ábaco de la figura 8.71 se puede determinar fácilmente el espesor de refuerzo expresado en cm. de mezcla bituminosa.

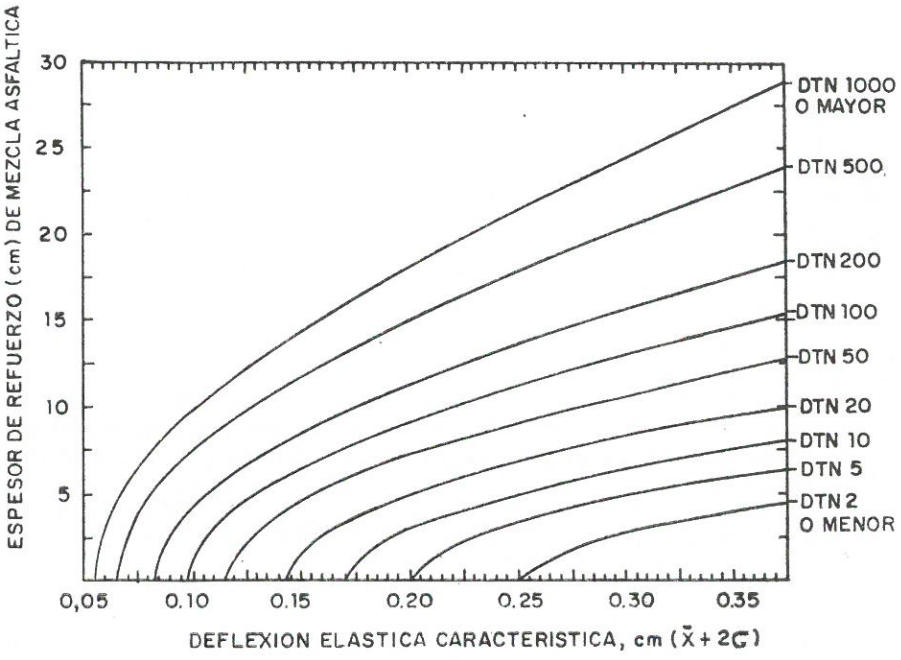


Fig. 8.71.

Espesor de refuerzo necesario de mezcla asfáltica para llegar a la deflexión de proyecto.

8.8.8. Otros métodos de refuerzo.

Aparte de los métodos anteriores, basados en la disminución de las deflexiones elásticas al aplicar una nueva capa sobre un firme antiguo, existen métodos basados en otros sistemas de medidas, tales como la respuesta elástica ante solicitaciones dinámicas, impactos, etcétera. Como la mayoría de ellos no han pasado de ser experimentales, aquí sólo se recoge el llamado método de MacLeod, basado en ensayos estáticos de carga con placa.

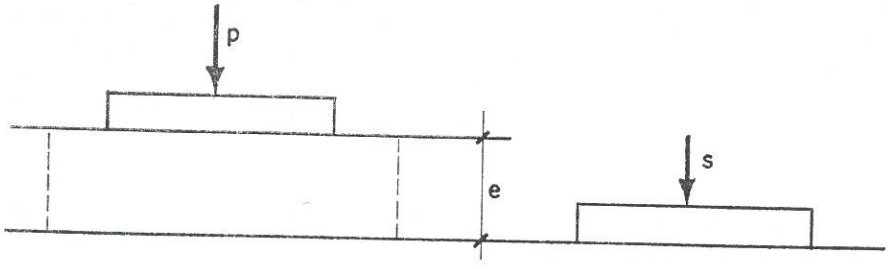


Fig. 8.72.

La ecuación fundamental de MacLeod es la siguiente:

$$e = k \log P/S$$

donde,

- e = el espesor necesario del refuerzo en pulgadas.
- P = la carga de cálculo.
- S = valor soporte del terreno, para la misma área de contacto considerada en superficie. Se determina este valor con un ensayo de carga para un asiento de 5 mm. y 10 repeticiones de carga.
- k = constante relacionada con la capacidad soporte (o potencia de refuerzo) de la capa considerada.

Como puede verse, el principio de este método es muy similar al de gran parte de los de refuerzo, basados en la medida de deflexiones elásticas, y en este sentido se han establecido en Canadá numerosas correspondencias y cálculos auxiliares comunes.

8.8.9. **Recomendación para el refuerzo de firmes flexibles de la D. G. C. (julio de 1971).**

Se trata con estas recomendaciones de unificar en el país los criterios y métodos para dimensionamiento de refuerzos, y aconsejar los materiales para su empleo.

Se recomienda la distribución de los itinerarios a reforzar en tramos de características homogéneas. La caracterización de la capacidad resistente del firme se hace determinando las deflexiones con viga Benkelman en un eje simple de 13 toneladas con ruedas gemelas y presión de inflado de 7 bares. Se limita la temperatura del pavimento, para no tomar las medidas en épocas excesivamente frías o cálidas.

La deflexión elástica característica en un tramo se determina por la expresión:

$$d_k = m + 2\,S$$

siendo $$m = \frac{1}{n} \sum_{1}^{n} d_i$$

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{1}^{n} (d_i - m)^2 \qquad n \geq 10$$

Se emplean tres coeficientes de corrección:

a) Por distinto peso del camión. En el caso de usar un eje de 10 toneladas con presión de inflado de 6 bares, se recomienda emplear el coeficiente de 1,4 sobre las deflexiones obtenidas.

b) Por temperatura del firme. Solamente con capas de aglomerado bituminoso superiores a 10 cm. se emplea la fórmula:

$$C_t = 1 + 0{,}04\,(15 - T)$$

Corrección que parece muy difícilmente justificable desde el punto vista racional o empírico.

c) Por humedad de la explanada. Aunque en este caso no está muy bien definida la corrección, se recomienda usar la publicación de la D.G.C. sobre el «Balance hídrico» y realizar los ensayos en el momento de mayor contenido de humedad de la explanada o, al menos, en épocas de balance hídrico positivo. El coeficiente de corrección puede variar de 1 a 2.

Con los tres coeficientes anteriores se determina una deflexión elástica característica corregida, producto de la deflexión característica inicial y los tres coeficientes de corrección.

TABLA DE ESPESORES DE REFUERZO EN CM.

PERIODO DE PROYECTO = 8 AÑOS

DEFLEXIÓN CARACTERISTICA CORREGIDA 0,01 mm	I.M.D. DE VEHÍCULOS PESADOS POR CARRIL DE PROYECTO EN AÑO ORIGEN														
	> 1.000			500 – 1000			250 – 500			100 – 250			< 100		
	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	T.S. + B.G.
75 – 100	8														
100 – 125	12			10											
125 – 150	16			14			10								
150 – 200	20			18			14			10					
200 – 250	24	12 + 20		22	10 + 20		18	10 + 18	12 + 20	14			8			T.S + 20
250 – 300							22	10 + 20	12 + 25	18	10 + 18	12 + 20	12			T.S + 25
> 300				ESTUDIO ESPECIAL												

M.B. = MEZCLA BITUMINOSA.—G.C. = GRAVA CEMENTO.—B.G. = BASE GRANULAR.—T.S. = TRATAMIENTO SUPERFICIAL

Fig. 8.73.

TABLA DE ESPESORES DE REFUERZO EN CM.

PERIODO DE PROYECTO = 12 AÑOS

DEFLEXION CARACTERISTICA CORREGIDA 0,01 mm	I.M.D. DE VEHICULOS PESADOS POR CARRIL DE PROYECTO EN AÑO ORIGEN														
	> 1.000			500 – 1000			250 – 500			100 – 250			< 100		
	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	M.B.	M.B. + G.C.	M.B. + B.G.	T.S. + B.G.
75 – 100	10			8												
100 – 125	14			12			10									
125 – 150	18			16			12			10						
150 – 200	22	12 + 20		20	10 + 20		16			12			8			T.S. + 20
200 – 250	26	14 + 20		24	12 + 20		20	10 + 20	12 + 25	16	10 + 18	12 + 20	12			T.S. + 25
250 – 300							24	12 + 20	14 + 25	20	10 + 20	12 + 25	16		10 + 20	T.S. + 30
> 300	ESTUDIO ESPECIAL															

M.B. = MEZCLA BITUMINOSA.—G.C. = GRAVA CEMENTO.—B.G. = BASE GRANULAR.—T.S. = TRATAMIENTO SUPERFICIAL

Fig. 8.74.

Se consideran dos períodos de proyecto posibles: ocho y doce años. Durante estos períodos de proyecto el tráfico se valora por la IMD inicial de vehículos pesados. Se entiende por vehículo pesado aquel cuya carga máxima exceda de 2 toneladas, y los autobuses, que circulan por el carril más cargado.

El espesor del refuerzo se dimensiona mediante los cuadros reproducidos en las figuras 8.73 y 8.74.

8.8.10. Observación final sobre los métodos de refuerzo de firmes.

Como se ha indicado al principio, los métodos de refuerzo de firmes sólo pueden considerarse como una ayuda relativamente útil para el proyectista. Aparte de los factores considerados en los métodos, existen una serie de condicionamientos externos de importancia decisiva a la hora de proyectar cualquier refuerzo de firmes existentes.

El primer factor decisivo a la hora de estudiar un refuerzo es de carácter económico. El proyectista debe analizar cuál es el momento más adecuado para reforzar el firme, manejando criterios para valorar el estado del mismo, prever su evolución, etc. Debe asimismo estudiar si el empleo periódico de tratamientos más elementales de conservación son suficientes para mantener una calidad mínima para el usuario de la carretera, sin tener que recurrir a grandes obras de refuerzo.

Hay que estudiar detenidamente el firme existente desde el punto de vista estructural, caracterizar los materiales y comprobar las condiciones de drenaje, contaminación, etc. Se deben analizar las causas de las degradaciones y deterioros, bien sean localizados o generales.

Si se emplean ensayos para valorar mecánicamente las características globales del firme, es preciso estudiar el significado real de los resultados, y corregir la influencia de factores externos, que pueden ser muy importantes, tales como la temperatura del firme, la humedad excesiva, la helada, etc.

El refuerzo se puede hacer con materiales muy diversos. Nunca se puede suponer a priori cuáles son los mejores, ya que deben existir relaciones entre las rigideces del firme antiguo, el material de refuerzo y el espesor de capa, para que todo el conjunto de la estructura resista de forma armónica y equilibrada. Materiales más rígidos, en algunos casos, pueden dar peor resultado u obligar a proyectar capas de refuerzo de espesor excesivo. Las cargas del tráfico y su intensidad condiciona la elección de materiales, según su rigidez, resistencia a tracción y resistencia a la fatiga.

BIBLIOGRAFIA

1. ACUM Y FOX: «Computation of load stress a three layer elastic system». Geotechnique 2, 293 (1951).
2. ASPHALT INSTITUTE: «Asphalt overlays and pavement rehabilitation» (1969).
3. ASPHALT INSTITUTE: «Full-Depth asphalt pavement structures for highways and streets» (1969).
4. BALAGUER, FERNANDEZ DEL CAMPO Y ROCCI: «Factors influencing the design of flexible pavements. Tercera conferencia internacional sobre proyecto de pavimentos asfálticos. Londres (1972).
5. BURMISTER, D. M.: «The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the desings of airport runways». Proceedings of the H. R. B. (1943).
6. (THE) CANADIAN GOOD ROADS ASSOCIATION: «Pavement evaluation studies in Canada». Conferencia Internacional de proyecto sobre pavimentos asfálticos Ann Arbor (1962).
7. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS Y CAMINOS VECINALES: «Instrucción 6.1. IC.».
8. FERNANDEZ DEL CAMPO, J. A.: «Estudio de las características mecánicas de los firmes flexibles mediante ensayos de carga» (1966).
9. H. R. B.: «The AASHO road test special». Report n.º 73 (1962).
10. H. R. B.: «Factor involved in the desing of asphaltic pavement surfaces». Report n.º 39 (1967).
11. H. R. B.: «Evaluation of AASHO interim gides for desing of pavement structures». Report n.º 128 (1972).
12. H. R. B.: «Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated-load tests». Report n.º 35 (1967).
13. JEUFFROY, G.: «Conception et construction des chaussées».
14. JEUFFREY, G., y BACHELEZ: «Abaques pour le calcul des contraintes et des déformations dans les sistèmes tricouches».
15. JONES: «Tables of stresses in three-layer elastic systems». H. R. B., Boletín n.º 342 (1962).
16. LAB. CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES: «Renforcement des chaussées». Bolletin de liaison des Laboratoires Routières. Especial H.

17. LAB. CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES: «Essais des plaques et mecanique des chaussées». Bolletin de liaison des Laboratoires Routières. Especial B.
18. L'HERMINIER, R.: «Mécanique des sols et des chaussées» (1967).
19. LIDDLE, J. W.: «Application of AASHO road test results to the desing of flexible pavement structures». Conferencia Internacional de Ann Arbor, 1962.
20. MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT: «Catálogo de estructuras de firmes de carreteras» (1971).
21. PEATTIE, K. R.: «Stress and strain factor for three-layer elastic system». H. R. B. n.º 342 (1962).
22. ROAD RESEARCH LABORATORY: A guide to the structural desing of pavements for new roads». Road Note n.º 29 (1971).
23. SHELL: «Desing charts for flexible pavements» (1963).
24. SHOK, J. F., y FINN, F. N.: «Thickness desing relationship for asphalt pavements». Conferencia Internacional de Ann Arbor (1962).
25. VARIOS AUTORES: Tercera conferencia internacional sobre proyecto de pavimentos asfálticos. Londres (1972).
26. VERSTRAETEN, J.: «Détermination des contraintes et des déformations dans les sistèmes multicouches». C. R. R. (1962).
27. YODER, E. J.: «Principles of pavement desing» (1959).

IX FIRMES DE HORMIGON

9.1. ASPECTOS GENERALES

Los firmes de hormigón hidráulico se han utilizado desde hace más de cien años. En algunos países existe una experiencia importante sobre los mismos y unas claras tendencias a construirlos o al menos a estudiar la conveniencia de hacerlo cada vez que se plantea la ejecución de algún tramo nuevo de carretera, especialmente si está destinada a servir a un tráfico pesado, o mejor aún, si se trata de una autopista. En otros países, por el contrario (y tal es el caso actual de España e Italia), el número de kilómetros construidos, o en construcción, con firmes rígidos es pequeño, y la experiencia, por tanto, escasa.

Para establecer la conveniencia de la construcción de firmes rígidos frente a firmes flexibles, existen una serie de teorías y afirmaciones, en las cuales no siempre influyen las razones técnicas, sino también las preferencias personales y los intereses comerciales de los fabricantes de cemento o de la industria del petróleo. Es interesante repetir aquí algunas de tales afirmaciones y sus réplicas correspondientes, para dar una idea de los argumentos que con frecuencia se repiten:

1. Durante muchos años se ha considerado que el firme flexible era más barato que el rígido y que, además, puede construirse por etapas, mediante capas de refuerzo sucesivas.

En la actualidad los costes de primer establecimiento, para vías de tráfico pesado son sensiblemente análogos, y los costes a largo plazo son difíciles de determinar, ya que frente a una mayor duración de los firmes rígidos, también existe una peor vejez, y una mayor dificultad de reparación, hasta que en un momento determinado se llegue a su reconstrucción completa. En el ensayo AASHO las conclusiones resultantes se refieren a un tramo de carretera con características peculiares de clima, suelo, tráfico, etc., por lo que no se pueden fácilmente extrapolar dichas conclusiones a otros firmes construidos y zonas diferentes y para soportar otro tráfico durante un período de tiempo mucho más dilatado que el del ensayo AASHO.

2. Los firmes rígidos, se ha admitido durante años, son muy poco sensibles al tráfico pesado y pueden construirse sobre explanadas de mala calidad. Como se verá más adelante, en la actualidad se exige que debajo de las losas existan, por varias razones, capas de explanada mejorada y sub-bases, lo que hace que hayan perdido vigencia las primeras afirmaciones.

3. El firme rígido tiene un color claro, agradable según algunos, y sobre todo proporciona buena visibilidad nocturna. Sin embargo, los pavimentos negros, bien señalizados con marcas viales, ofrecen también grandes ventajas de seguridad y comodidad. En algunos países, en años pasados, se ha llegado a pigmentar los hormigones en gris, en contradicción con la afirmación citada, para evitar el cansancio de los conductores por efecto de la excesiva claridad del pavimento.

4. Las juntas son, aparte de delicadas de construir, molestas para la rodadura, en opinión de muchos detractores de los firmes rígidos. Por el contrario, los partidarios consideran que las juntas de contracción cada día se construyen de forma más imperceptible para el usuario, que ya no se deben poner juntas de dilatación y que, en último término, se pueden hacer pavimentos continuos (sin juntas) empleando hormigón armado.

5. Los firmes flexibles se reparan con facilidad, lo mismo que se les refuerza o que se pueden extender capas de tratamientos superficiales. Esta que es, a nuestro juicio, su principal ventaja, no tiene paralelismo en los hormigones hidráulicos, que aún con las modernas resinas tipo poliuretanos, epoxi, etc., se reparan con dificultad, o con lentitud y molestias para el tráfico (reconstrucción de losas, etcétera). Hay que esperar, para un futuro próximo, nuevos métodos y productos, que faciliten las reparaciones de los hormigones hidráulicos.

6. El tráfico pesado actual, y especialmente en un país montañoso y de clima extremado como el nuestro, es especialmente peligroso para la estabilidad de las capas de rodadura bituminosas, formándose a veces roderas, disgregaciones, etc. Los pavimentos de hormigón hidráulico, correctamente construidos, resisten perfectamente la acción de los neumáticos en superficie, aún con altas presiones de contacto, y asimismo las tensiones originadas en profundidad.

Estos y otra serie de argumentos similares se han manejado con frecuencia, sin que, como es lógico, se haya llegado a conclusiones terminantes. Por sus innegables ventajas e inconvenientes, es por lo que la solución de los firmes rígidos debe tenerse en cuenta a la hora de proyectar una carretera importante, o una autopista, estudiando costes, clima, tráfico, materiales y condiciones locales.

9.2. TIPOS Y CONSTITUCION DE LOS FIRMES DE HORMIGON

Un firme de hormigón está constituido por una capa de hormigón hidráulico de calidad homogénea, que se apoya sobre otras capas de suelo natural, material granular o estabilizado con algún aditivo, cuya misión es proporcionar a las losas de hormigón un cimiento uniforme y estable. Estas losas por sí mismas tienen casi toda la misión resistente repecto al tráfico, y las tensiones que transmiten al cimiento son muy pequeñas.

Inicialmente las losas se apoyaban sobre el terreno natural o explanada, pero la acción del agua combinada con los impactos del tráfico hizo que los materiales más finos del suelo entrasen en suspensión, saliendo hacia arriba en las proximidades de los bordes de las juntas de las losas (*), o bien que la explanada sufriera en malas condiciones impactos y vibraciones, con roturas y degradaciones en la misma. En ambos casos, el efecto es el de que las losas quedan descalzadas, precisamente en las zonas más delicadas de las mismas, pudiendo posteriormente agrietarse con facilidad.

Ante este problema, que resultó muy frecuente, se empezaron a proyectar firmes rígidos con capas inferiores de materiales granulares poco sensibles a la acción del agua. En los últimos años se ha estimado como más seguro para tráfico pesado el utilizar dos capas, al menos, debajo de las losas de hormigón: una de explanada mejorada, con características y funciones análogas a las explanadas mejoradas de los firmes flexibles; y otras de base o sub-base (de ambas formas suele llamarse), con materiales, generalmente, estabilizados con cemento o betún. Los espesores de estas capas, salvo que sea de temer el efecto de la helada, pueden ser relativamente pequeños. Los alemanes, por ejemplo, utilizan para tráfico pesado espesores de base asfáltica de sólo 8 cm., y de bases de suelos estabilizados con cemento o ligantes bituminosos de 15 cm. En Gran Bretaña sólo se exigen bases de 8 cm. y 15 cm. de espesor, según que las explanadas sean de calidad «normal o pobre» (véase anejo al capítulo).

Las losas de hormigón en masa, con la calidad más adelante indicada, son de formas rectangulares, generalmente, limitadas por las juntas de contracción longitudinales y transversales (hormigón tradicional). En algunas construcciones excepcionales se han utilizado firmes de hormigón pretensado por distintos procedimientos, y últimamente con mayor éxito, firmes continuos de horgimón armado sin juntas. Algunos tipos de hormigón poco armado se han construido distanciando las juntas de contracción. Esta última solución se considera actualmente poco ventajosa.

(*) Efecto de surgencia o «pumping».

9.2.1. **Firmes de hormigón en masa.**

Se construyen con hormigones en masa en espesores de 20 a 30 centímetros, dependiendo esencialmente del tipo de tráfico. Las juntas de contracción no deben distanciarse más de 6 metros y constituyen uno de los puntos más delicados en el diseño y ejecución del firme. Con ligeras armaduras de reparto, bien de borde y esquinas o generales en toda la losa se pueden espaciar las juntas hasta llegar a distancias de 10 ó 15 m., aunque ésta es una técnica poco usada en la actualidad.

Los firmes de hormigón en masa son, con diferencia, los más utilizados y económicos dentro de los rígidos. Las juntas, de las que se trata a continuación, constituyen el principal problema de este tipo de firmes.

El pavimento se subdivide por medio de juntas longitudinales y transversales para evitar las grietas producidas por la retracción inicial del hormigón y por las variaciones higrotérmicas.

Generalmente las juntas longitudinales dividen al pavimento en bandas del ancho de un carril de tráfico. Pueden ser «juntas de construcción» cuando el pavimento se construye por bandas, o bien pueden formarse en fresco o por serrado con el hormigón ya endurecido. Los elementos de la junta son análogos, en la mayor parte de los casos, a los de las juntas transversales, que a continuación se describen.

Las juntas transversales pueden ser de contracción o de dilatación, además de las eventuales de construcción. Las juntas de dilatación sólo se proyectan en la actualidad ante estructuras fijas, en intersecciones y en curvas con radios inferiores a 200 m. Son innecesarios cuando existen juntas de contracción suficientemente próximas y además presentan problemas de funcionamiento.

Las juntas transversales pueden tener o no pasadores para la transmisión de cargas y para evitar una desnivelación de los bordes. Con tráfico pesado parece necesario establecer pasadores incluso con bases estabilizadas, tal como se hace en muchos países europeos. En el Tramo de Ensayo de la CN-II se han registrado movimientos en las juntas sin pasadores sobre bases sin estabilizar, hasta diez veces mayores que en las juntas con pasadores, en las épocas más húmedas del año.

Para realizar las juntas de contracción existen dos procedimientos: hacer una ranura en fresco con un cuchillo mecánico, o después de las primeras horas, con el hormigón recién endurecido, emplear una sierra de disco para el mismo fin. En la zona de la junta la sección puede estar debilitada inferiormente por un perfil invertido en T,

o una banda ondulada de fibrocemento, según la técnica suiza usada hace años.

En las figuras 9.1, 9.2 y 9.3 se han representado en sección y en planta varios tipos de juntas de contracción transversales y longitudinales. La ranura serrada en las juntas se impermeabiliza con productos bituminosos especiales o pequeños perfiles de caucho neopreno (figura 9.4). Los primeros tienen que ser de muy buena calidad, con poca susceptibilidad térmica y consistencia para impedir la penetración de partículas minerales, etc.; exigen una conservación periódica y suelen presentar mal aspecto estético. Los segundos, aunque más costosos, son de gran duración y calidad. En países secos, sobre todo, se ha omitido a veces el sellado de la junta cuando se emplean bases de calidad.

Las juntas transversales de construcción (figura 9.5), cuando es necesario hacerlas, se preparan con un encofrado transversal, que si es necesario puede estar perforado para permitir la colocación de pasadores, que hagan solidaria la losa siguiente con la anterior cuando se reanuda el trabajo.

Las juntas de dilatación responden a esquemas similares al de la figura 9.6, pero como se ha dicho, se emplean menos cada vez.

Por último, las juntas longitudinales pueden disponerse de forma análoga a las de contracción, pero con barras de unión menos robustas y más separadas que los pasadores de aquéllas. En muchos casos se suprimen las barras de unión (figura 9.3).

En algunos países se han utilizado juntas transversales sesgadas con relación al eje (6:1), con objeto de mejorar la transmisión de cargas entre losas contiguas y evitar que las dos ruedas de cada eje pasen al tiempo de una losa a la siguiente.

9.2.2. **Firmes de hormigón armado continuo.**

Se han desarrollado en los últimos años en numerosos estados europeos (Bélgica en particular) con éxito creciente, y especialmente en los EE. UU., país donde cada día se emplean más. El principio de estos pavimentos radica en el empleo de un mallazo continuo que, igual que en una viga o estructura, reparte de manera uniforme en las losas las retracciones en forma de pequeñas fisuras, imperceptibles para el tráfico e inocuas para la corrosión del acero. La cuantía geométrica longitudinal de la armadura del acero de alto límite elástico es superior al 0,5 por 100 (unos 10 kg./m.^{2}), llegándose incluso a cuantías del 0,7 por 100 y hasta el 1 por 100. El coste adicional de la armadura se compensa en parte por la eliminación de juntas y una pequeña reducción del espesor de la losa, que suele tener 20 cm. Aún así, es un firme muy caro, pero de una gran calidad.

JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION

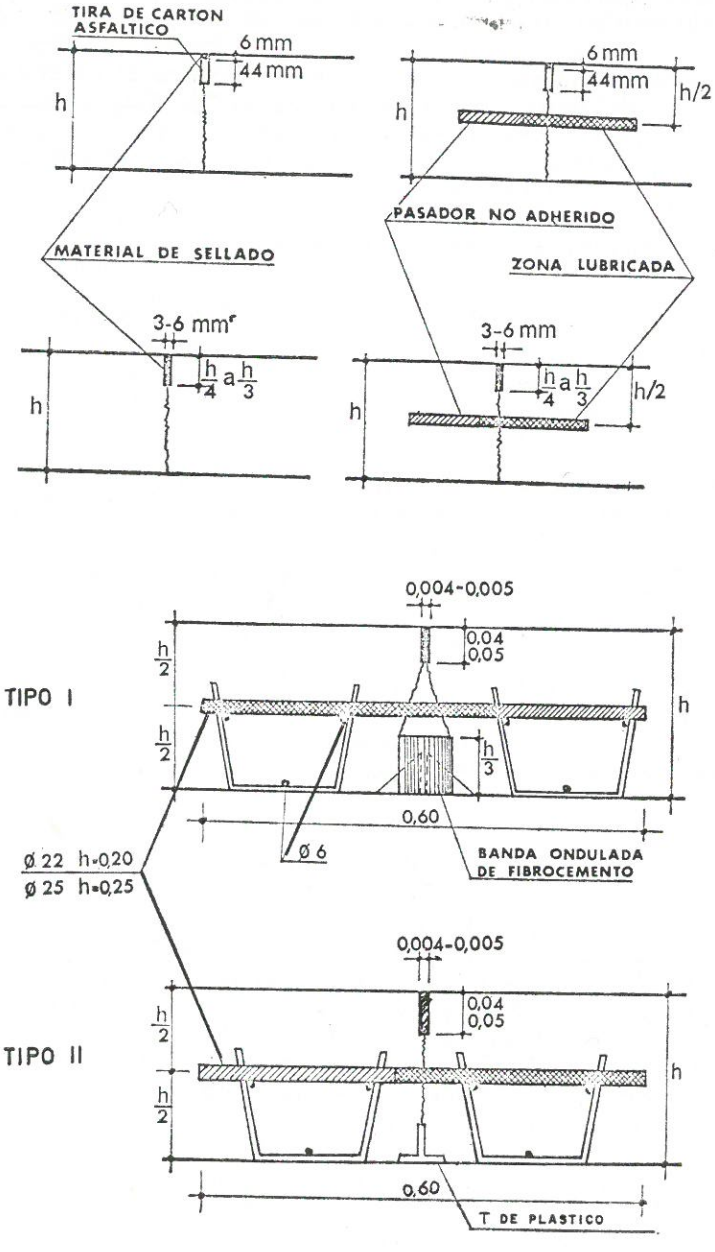


Fig. 9.1.

JUNTAS TRANSVERSALES DE CONTRACCION ___ PLANTAS

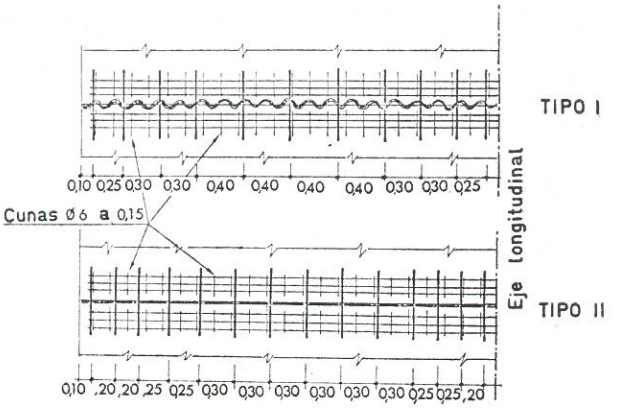
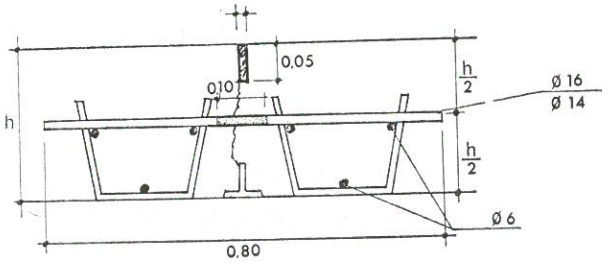


Fig. 9.2.

JUNTA LONGITUDINAL



PLANTA

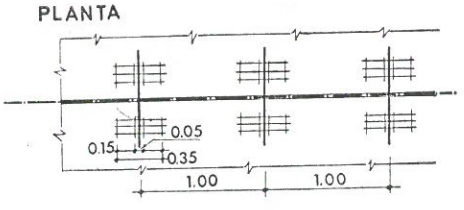


Fig. 9.3.

SISTEMAS DE SELLADO DE JUNTAS

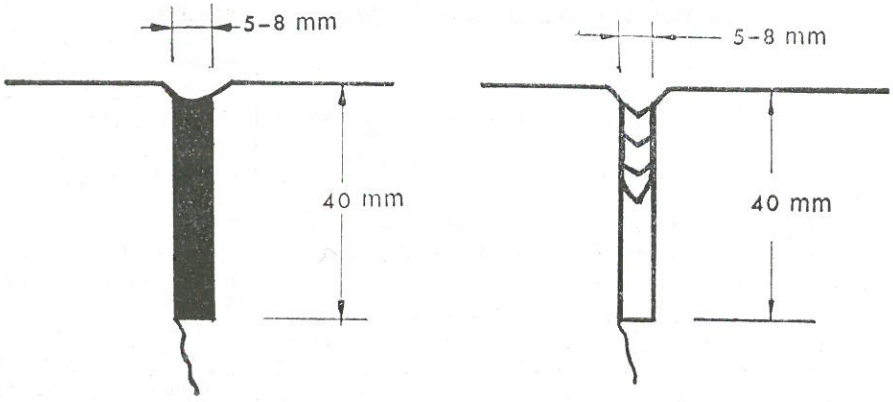


Fig. 9.4.

JUNTAS DE CONSTRUCCION

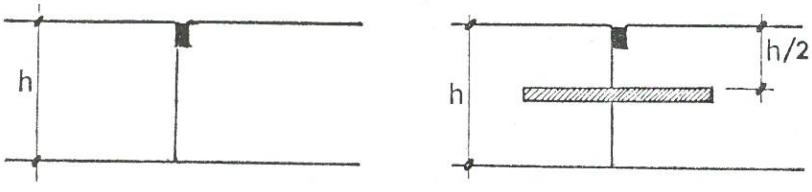


Fig. 9.5.

JUNTA DE DILATACION

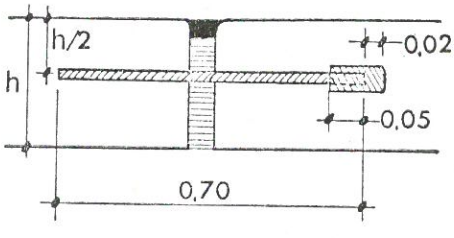


Fig. 9.6.

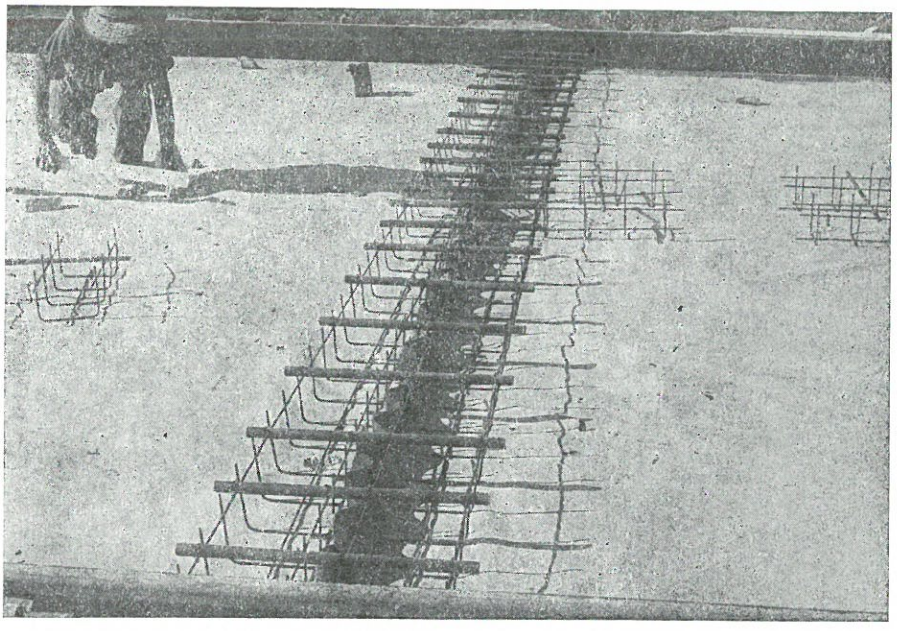


Fig. 9.7.

Aspecto de una junta de contracción con banda ondulada de fibro-cemento en el tramo de ensayo de la CN-II.

Aunque la puesta en obra de estos firmes es algo más complicada que la de los de hormigón en masa, las máquinas modernas y ciertos dispositivos auxiliares facilitan la labor de colocación de armaduras y la mecanización de todo el proceso.

9.2.3. **Firmes de hormigón pretensado.**

Puede decirse que no han pasado de ser experimentales. Tan sólo en pistas de aeropuertos, donde las condiciones de control de ejecución y vigilancia posterior pueden ser muy cuidadas, han tenido mayor desarrollo. Dentro de los numerosos sistemas aplicados para carreteras hay que destacar:

— Sistemas internos de losas pretensadas con cables.

— Sistemas pretensados externos: fijos y elásticos.

En el primer caso se han aplicado las técnicas tradicionales de los hormigones pretensados en estructuras. Generalmente los cables

trabajan por adherencia y las longitudes de losa están comprendidas entre 100 y 150 metros. El sistema, aunque eficaz, resulta caro y complejo de ejecución por tener que disponer de estribos para el tensado de cables, juntas de transición entre las losas, etc. También se han hecho algunos intentos de pretensado con cables por anclaje; sin embargo, las grandes longitudes convenientes para las losas hacen que el sistema sea poco aplicable, por las fuertes presiones que debe soportar cada anclaje, disposición de cables y poco espesor de losas, etc.

Los sistemas de pretensado externo son específicos de pavimentos de carreteras. Consisten en esencia en mantener comprimidas las losas mediante una fuerza axial aplicada en algunas juntas de las mismas (figura 9.8). En el sistema fijo se aplican con gatos una fuerte compresión en unas juntas provisionales (figura 9.9). Se comienza la aplicación a las pocas horas de la puesta en obra del hormigón, de manera que se puedan compensar las retracciones de

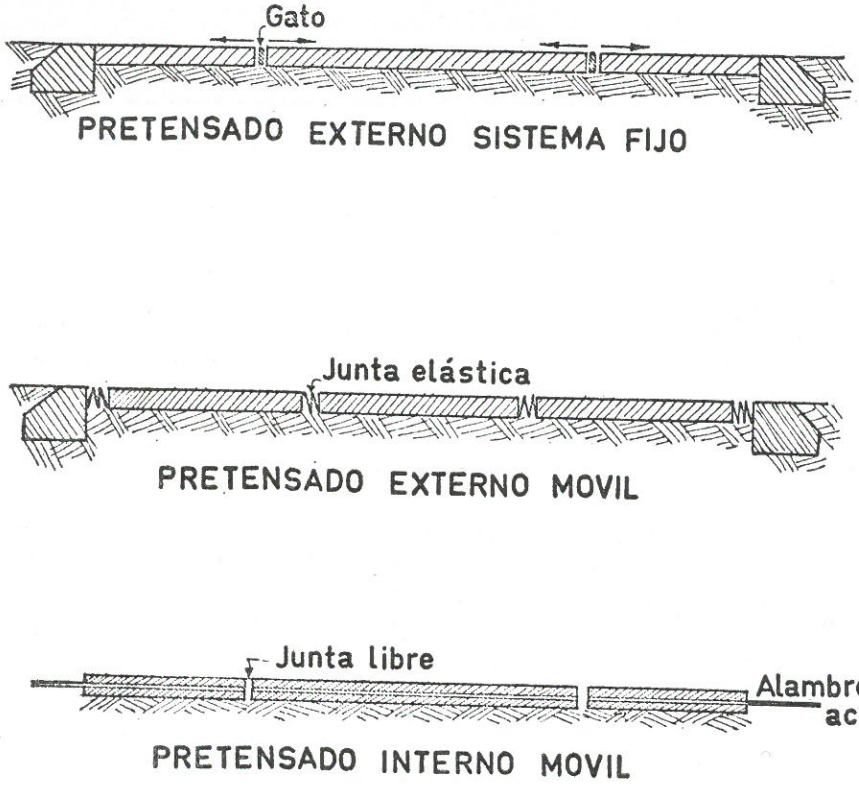


Fig. 9.8.

Sistemas de pretensado usados en firmes de carretera y aeropuertos.

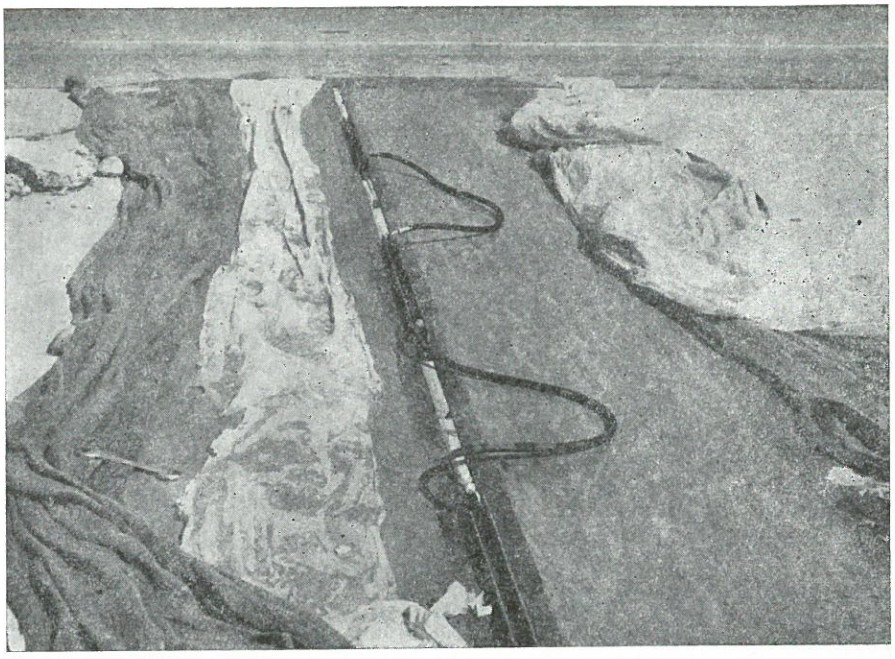


Fig. 9.9.

Juntas de pretensado, con gatos situados en su interior, para comprimir las losas del tramo experimental de la CN-II.

fraguado y se eviten las grietas, que luego puedan ser puntos débiles para el deterioro del firme. Una vez dada la compresión definitiva se hormigonan las juntas y toda la carretera trabaja como un conjunto monolítico.

Los esfuerzos finales de cada tramo se transmiten al terreno por medio de unos estribos anclados en él. Los estribos son una complicación adicional en este sistema. La operación de comprimir cada tramo debe hacerse al principio varias veces al año, para compensar las pérdidas por relajación del hormigón, y debe ser tal, que con ella se consiga que en las horas más frías del día, las losas no soporten tracciones inadmisibles. Un peligro que encierra el sistema es el del pandeo, ya que al aumentar la temperatura de la losa aumentan las compresiones en la misma. También hay que tener en cuenta el peligro de la pérdida de presión en el hormigón, por la combinación de bajas temperaturas y la relajación antes mencionada, lo que puede dejar descomprimidas temporalmente las losas con riesgo de agrietamiento. Por todo lo anterior, se ha procurado que el producto $\alpha.E$ sea lo menor posible (α coeficiente de dilatación térmi-

ca y E módulo de Young), utilizándose con frecuencia árido grueso calizo cuyo coeficiente de dilatación es menor que el del árido silíceo. El producto α.E debe ser inferior a 3 kg./cm.^{2}/C.°

Un sistema menos crítico respecto a las variaciones térmicas es el sistema externo de «juntas neumáticas». En este sistema cada 100/200 metros se coloca un dispositivo hidráulico o hidroneumático capaz de contraerse cuando la losa se enfría. Con ello la variación de presiones en la losa es mucho menor que en el sistema fijo y no existen peligros de descompresiones o de pandeo. El único problema actual radica en el diseño de las juntas, que no está completamente resuelto, y las averías exigen una vigilancia constante de la carretera (figura 9.10).

Los espesores de losa de hormigón pretensado han sido habitualmente de 12 a 15 cm. solamente, empleándose un ligero pretensado transversal o una junta longitudinal.

Las secciones de hormigón pretensado requieren en algunos aspectos diseños especiales. Hay que conseguir una disminución máxima del rozamiento entre la losa y la base, usando, por ejemplo, una capa de arena limpia, de poco espesor (2 a 4 cm.), u otro dispositivo que permita movimientos fáciles de la losa. Los coeficientes de rozamiento losa-base que suelen obtenerse están alrededor de 1.

9.3. MATERIALES

Las condiciones de los materiales para capas anticontaminantes y explanadas mejoradas se admite que deben ser en todo cuanto se refiere a capacidad portante (CBR, Indice de Grupo, etc.), a condiciones plásticas y condiciones granulométricas análogas a las indicadas en el capítulo anterior para estas mismas capas de los firmes flexibles. Cuando exista peligro de penetración de la helada, los materiales seleccionados para constituir la capa resistente a la helada de espesor suficiente, cumplirán también análogas condiciones a los de los firmes flexibles. Las capas de base, como se ha dicho, se proyectan con pequeños espesores y materiales de calidad, tal como grava-cemento, suelo-cemento, suelos o gravas estabilizadas con alquitranes o betunes y bases asfálticas. Los alemanes son partidarios de los últimos tipos enunciados para conseguir un asiento uniforme de las losas y una amortiguación y resistencia adecuada ante los impactos y vibraciones. Los tipos de ligantes y materiales utilizados deben cumplir las condiciones generales que en el capítulo correspondiente se han incluido.

El hormigón utilizado en el pavimento debe ser un material de gran uniformidad y de suficiente resistencia, tanto mecánica como, muy especialmente, ante la abrasión superficial de los vehículos,

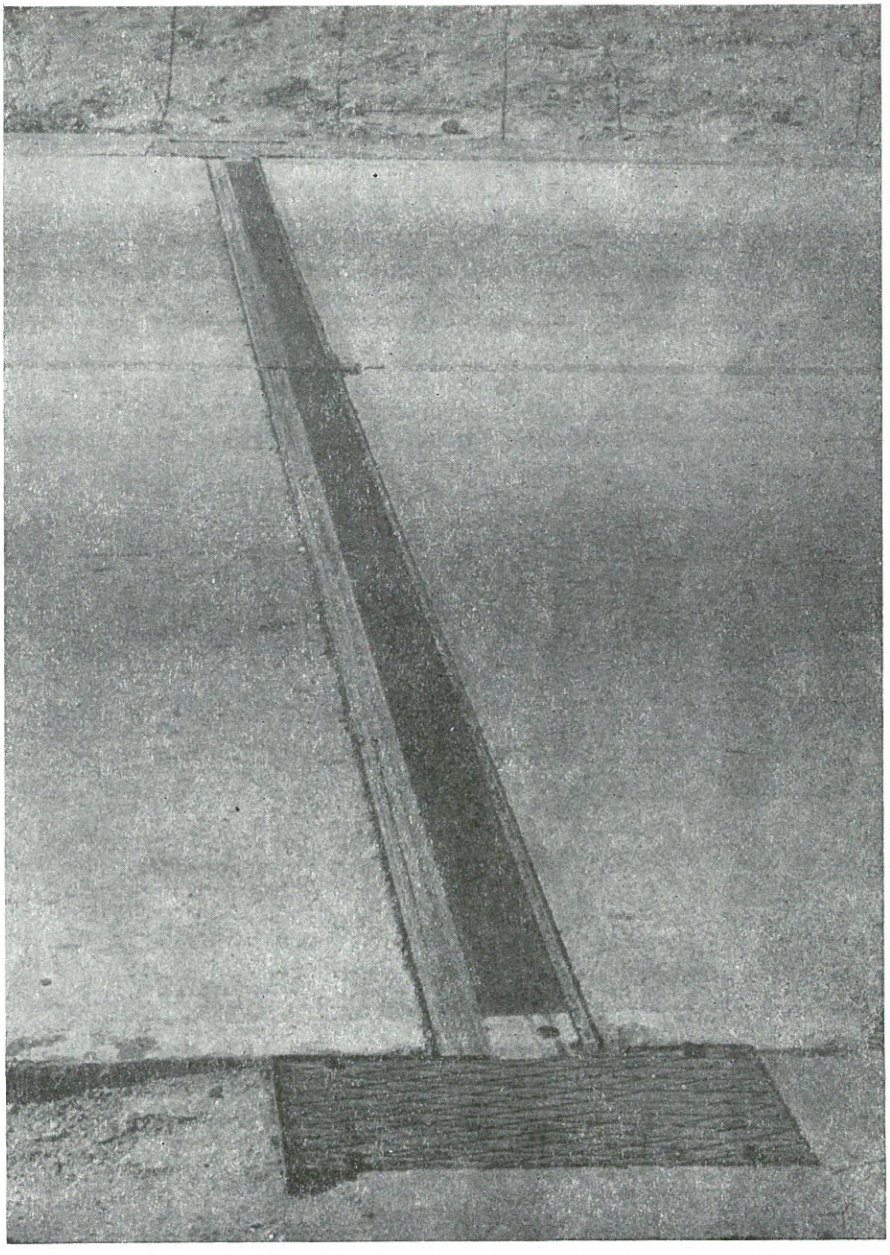


Fig. 9.10.

Junta neumática en un tramo de hormigón pretensado de la CN-II.

agentes atmosféricos, etc. En algunas ocasiones, aunque es técnica poco utilizada, las losas se han construido con dos capas de características diferentes de hormigón, siendo la capa superior la que, con áridos especiales, está mejor capacitada para resistir la acción del tráfico, el deslizamiento de los neumáticos y la intemperie en general. El emplear dos capas puede deberse o a consideraciones económicas por falta de áridos de calidad suficiente, o a la necesidad de colocar una armadura intermedia en las losas.

El cemento a utilizar suele ser el Portland P-350 (pueden usarse también cementos de alto horno y puzolánico), aunque puede preferirse el P-350 si se obtienen resistencias suficientes. Las dotaciones normales son del orden de 300 a 350 kg. por metro cúbico. La dosificación del hormigón ha de estudiarse en el laboratorio con tiempo suficiente. La resistencia mecánica que más interesa es la de flexotracción, determinada a partir de ensayos normalizados sobre probetas prismáticas. También ha empezado a utilizarse el ensayo de tracción indirecta o ensayo brasileño.

La Dirección General de Carreteras prescribe que se realicen ensayos a flexotracción a siete y veinticinco días en probetas prismáticas de sección cuadrada de 15 cm. de lado y 60 cm. de longitud, que se rompen según la norma ASTM. Las resistencias características exigidas a los veintiocho días son las siguientes:

TABLA I

RESISTENCIAS MINIMAS DE HORMIGONES DE CARRETERAS

Tráfico	R. Flexotracción	R. compresión simple
L — IMD < 500	30 kg./cm.^{2}	250 kg./cm.^{2}
M — 500 < IMD < 2.000	35 kg./cm.^{2}	275 kg./cm.^{2}
P — IMD > 2.000	40 kg./cm.^{2}	300 kg./cm.^{2}

La resistencia a compresión se determina sobre los medios prismas resultantes del ensayo de flexotracción, y las resistencias a los siete días debe ser al menos el 70 por 100 de las resistencias a los veintiocho días.

La docilidad del hormigón debe fijarse atendiendo a las características de la máquina de puesta en obra, pues sólo así se obtendrán buenos rendimientos y calidad de rodadura adecuada. Con las máquinas potentes actuales, deben utilizarse mezclas de consistencia seca, relaciones agua-cemento 0,4/0,5, que proporcionan asientos pe-

queños en el cono de Abrams (menores de 50 mm. y generalmente menores de la mitad). En lo que se refiere a aditivos pueden mencionarse los aireantes y plastificantes. Los primeros para zonas frías, en las que se usan sales sobre el pavimento, y los segundos para mejorar la docilidad del hormigón, mejorar su tixotropía y homogeneidad y reducir el agua de amasado.

Los áridos gruesos del hormigón pueden ser naturales o mejor de machaqueo. A veces se prefieren los áridos calizos a los silíceos, cuando se desean disminuir los problemas de las tensiones debidas a los esfuerzos térmicos, y sobre todo cuando se desea facilitar la operación de serrado de juntas, que con áridos silíceos es mucho más costosa. La arena merece una atención especial, particularmente en lo que se refiere a su granulometría, forma, dureza y naturaleza mineral. Son preferibles las arenas naturales, porque confieren mayor docilidad al hormigón con menor cantidad de agua. Para conseguir un pavimento antideslizante, la arena deberá ser, por otra parte, de naturaleza silícea, ya que es el árido fino el que más influye en esta característica esencial de la superficie de rodadura. Superficie que, como es sabido, debe conservarse en buenas condiciones de rugosidad durante toda la vida del pavimento.

Respecto a la granulometría, los pliegos de condiciones prestan mayor interés al árido fino que el grueso. Así la Dirección General de Carreteras establece para el árido fino:

TABLA II

GRANULOMETRIA DEL ARIDO FINO PARA HORMIGONES

Tamiz (A. S. T. M.)	% que pasa
Número 4	95 — 100
» 8	65 — 85
» 16	40 — 70
» 30	20 — 50
» 50	10 — 30
» 100	2 — 10

Para el árido grueso sólo se exige que su tamaño no sea superior a 50 mm., ni a la mitad del espesor de la capa que vaya a emplearse, siendo deseable que sea inferior a un tercio de dicho espesor.

Los áridos deben estar clasificados en varios tamaños, y con ellos debe componerse la granulometría idónea en cuanto a compa-

cidad, resistencia, etc. Se procede de la forma habitual, análogamente a como se hace con los hormigones hidráulicos empleados para otros fines estructurales. Asimismo, el agua, la materia orgánica, los sulfatos, etc., presentan los mismos problemas que en los hormigones habituales.

El curado del hormigón de las losas es una operación de importancia fundamental, ya que defectos en el mismo suelen traducirse en daños superficiales difícilmente reparables. Los sistemas de curado tradicionales, basados en el uso de telas humedecidas, plásticos, etcétera, han dado paso a los sistemas basados en el uso de productos industriales de curado superficial, que, como es sabido, son sustancias filmógenas que pulverizadas sobre el hormigón forman una película continua que evita la evaporación de la humedad contenida en el mismo. Después del empleo del producto de curado conviene proteger al hormigón durante algunas horas con un tren de tejadillos u otro procedimiento.

Otros aditivos usados en los hormigones han sido, a veces, pigmentos para modificar su coloración o áridos especialmente duros incrustados en superficie para conseguir zonas con alta rugosidad y dureza. Este último sistema se ha empleado bastante en pavimentos industriales.

Las armaduras metálicas que se utilizan son o bien los mallazos electrosoldados, o los redondos de alto límite elástico, generalmente corrugados, según los tipos existentes en cada mercado nacional. También se usan pasadores y barras de unión de acero ordinario.

Los productos bituminosos para juntas de carreteras y aeropuertos están normalizados en numerosos países. En las normas federales de Estados Unidos, recogidas en parte por las normas UNE, se exigen unas condiciones mínimas de temperatura de fluencia, sobre plano inclinado, y de flexibilidad a bajas temperaturas, en una junta simulada de laboratorio que se abre y se cierra de manera continua. En general, en los productos de juntas se buscan índices de penetración altos, penetraciones bajas, buenas resistencias a la fluencia y escasa fragilidad. También se usan perfiles de neopreno, cuyas características vienen avaladas por los fabricantes, generalmente de reconocida solvencia.

Para evitar que la base absorba agua del hormigón o se mezcle con éste, así como para disminuir el rozamiento, se emplean hojas de separación de papel fuerte, plástico u otro material que tenga la suficiente resistencia e impermeabilidad.

9.4. CONSTRUCCION

La calidad y durabilidad de los pavimentos de hormigón depende

esencialmente de una construcción adecuada. Los avances de los últimos años han sido espectaculares en cuanto a la mecanización e industrialización de la mayor parte de las operaciones esenciales y auxiliares. Los pavimentos de hormigón, como se ha dicho, son difícilmente reparables. Por ello, deben quedar perfectamente terminados en el primer establecimiento, ya sea en lo referente a uniformidad de los materiales, terminación superficial, curado, disposición de juntas, etc.

Los sistemas iniciales de fabricación del hormigón en pequeñas instalaciones y su extensión y apisonado en losas, alternas o continuas, con juntas relativamente primitivas, ha evolucionado hacia sistemas de mezclado con dosificación automática de áridos, cemento y agua en plantas de un gran rendimiento horario; sistemas de extensión basados en la utilización de trenes de máquinas extendedoras y vibradoras que marchan sobre los encofrados de las losas, o bien máquinas completas de encofrados deslizantes. Todo ello sin contar las máquinas auxiliares, tales como cepilladoras, máquinas para colocar pasadores, selladoras de juntas, pulverizadoras de productos de curado, etc.

La preparación de la base se hace de acuerdo con las tolerancias prefijadas, que en carreteras importantes son del orden de 5 a 10 milímetros en regla de 3 m. Si la base es permeable, es aconsejable aplicar un riego de imprimación con un ligante bituminoso, o colocar papel de construcción o, más frecuentemente en la actualidad, láminas de plástico, que eviten que la lechada del hormigón que ha de extenderse encima pueda penetrar en la base empobreciendo en cemento las losas en su parte inferior, que es la que precisamente debe soportar las tracciones más fuertes.

Si el tren de hormigonado necesita de encofrados, éstos se nivelan de acuerdo con las tolerancias que finalmente se desean para las losas (es normal exigir 3 mm. en regla de 3 m.). Después de una primera nivelación se debe hacer pasar todo el tren y comprobar, mediante una nueva nivelación, si existen asientos, corrigiéndolos si fuera necesario.

Seguidamente se colocan sobre la base los eventuales elementos de las juntas, aunque a veces se emplean máquinas adecuadas que permiten situarlos mecánicamente en pleno proceso de hormigonado.

La fabricación del hormigón se hace en centrales que dosifican en peso sus componentes. El transporte del hormigón se hace generalmente en camiones volquetes ordinarios, a veces con vuelco lateral. También se han empleado camiones hormigoneras en muchos casos.

La primera máquina de los trenes habituales de hormigonado es una tolva, que sobre un carretón recibe el hormigón de los camio-

nes y lo extiende con un espesor determinado sobre la superficie de la base de la carretera (figura 9.11). La máquina siguiente suele realizar una labor de enrase, compactación por vibración y terminación transversal mediante una maestra. Antes de pasar la última máquina del tren (terminadora longitudinal o diagonal), o cuando se dispone de sistemas adecuados, se procede a colocar los pasadores, hacer las juntas en fresco, etc.

La terminadora longitudinal dispone de una maestra paralela al eje de la carretera, que se puede trasladar transversal y logitudinalmente y que está dotada de un movimiento de vaivén según su propia dirección. Actualmente existen otros tipos de maestras que en lugar de ser paralelas al eje de la carretera son oblicuas a él. La terminadora longitudinal (u oblicua) es la más delicada y difícil de manejar.

El acabado superficial, que suelen hacerlo bien las máquinas modernas, se completa a veces manualmente, ya que tiene especial importancia la eliminación de la lechada superficial y la formación de una textura rugosa para que el pavimento tenga una buena resistencia al deslizamiento. Esta operación se realiza por cepillado transversal o por arrastre de una arpillera. En la actualidad se ha probado a emplear un cepillo de púas metálicas que forma un estriado de 0,8 a 1,2 mm. de profundidad media (medida con el ensayo del círculo de arena), que garantiza una gran rugosidad superficial. Lo habitual, hasta ahora, es hacer un cepillado más suave con cepillos de brezo o plástico.

Cuando las juntas se sierran en seco, caso más frecuente, se emplean sierras de discos con corona de diamantes o de carborundo. Es importante prever un número suficiente de estas máquinas para poder seguir el ritmo de avance de la obra, pues el tiempo disponible para el corte es muy crítico y puede producirse el agrietamiento de la losa si no se llega a tiempo, o el «desportillado» de la junta si el hormigón está demasiado fresco. La carencia de una sierra por avería u otro motivo, ocasiona automáticamente la parada de toda la obra.

En la figura 9.11 está indicado el esquema completo de todas estas operaciones, para un tren convencional de tres máquinas y varios puentes para operaciones complementarias.

Para caminos de menor importancia existen trenes de hormigonado con anchura inferior a los 7 m. ó 10,50 m., habituales en los anteriormente descritos, y que con una o dos máquinas realizan, de manera menos delicada, todas las operaciones indicadas anteriormente. Ultimamente hay en el mercado pequeñas máquinas de encofrados deslizantes de gran utilidad y rendimiento.

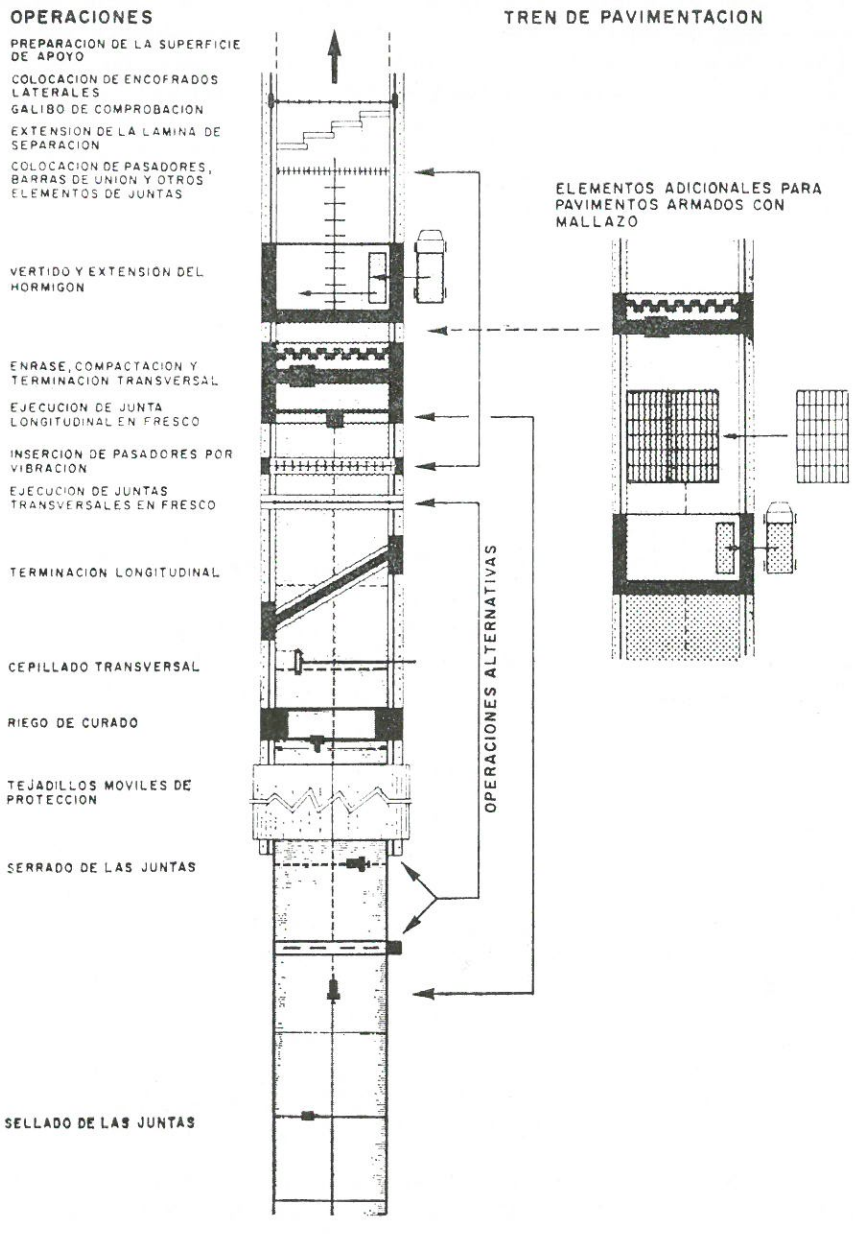


Fig. 9.11.

Esquema general de un tren de hormigonado (Kraemer).

Especial importancia merece para obras importantes la utilización de grandes máquinas de encofrados deslizantes (slip-form paver), que, aparte de suprimir los costos y molestos encofrados, realizan la extensión, nivelación, compactación y terminación con una sola máquina de gran potencia y complejidad. En la figura 9.12 se representa el esquema de una de estas máquinas. Suelen ir montadas sobre orugas, con un sistema de guiado electrónico por palpadores que siguen a dos alambres situados en ambos lados de la explanación. Se componen de una tolva abierta para la recepción de hormi-

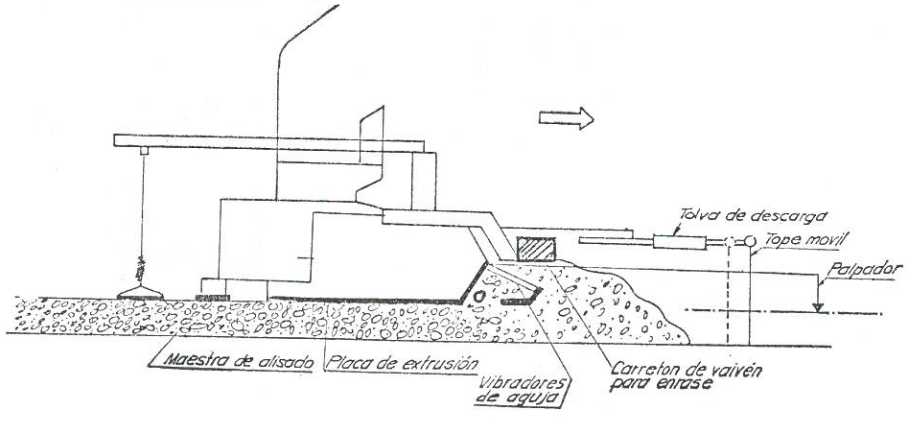


Fig. 9.12.

Esquema de una máquina de encofrados deslizantes.

gón, de elementos de extensión, nivelación y vibración, de una placa de extensión que forma la losa, de un dispositivo para formar en fresco la junta longitudinal, y de elementos para la terminación superficial final. El hormigón debe tener una consistencia tal que, contenido lateralmente durante la puesta en obra, no se desplome después, tras el paso de la máquina. Estas máquinas de encofrados deslizantes pueden utilizarse también para poner en obra las capas de base de suelo-cemento, grava-cemento, grava-emulsión, etc.

Cuando existen armaduras intermedias en las losas del hormigón, suele extenderse en dos pasadas, colocándose la armadura sobre la primera tongada, lo que obliga a las máquinas a pasar dos veces por un mismo sitio. Actualmente han aparecido máquinas de encofrados deslizantes capaces de introducir por vibración pasadores y otros elementos.

9.5. CONSERVACION

Las reparaciones en los pavimentos de hormigón tienen especial importancia por las dificultades que presentan y el dudoso resultado. Para no llegar a la reconstrucción completa de las losas, con el consiguiente problema de desvíos de tráfico durante el período de curado, etc., se han desarrollado una serie de técnicas, que podríamos enunciar:

- Sellado de grietas, mediante construcción en las mismas de una «caja» pequeña que se rellena con productos bituminosos o con compuestos de resinas sintéticas (epoxi, poliuretano, etcétera) (figura 9.13).
- Parcheos con hormigones o morteros de resina, en especial los de resina epoxi.
- Parcheos con losetas prefabricadas que se pegan al hormigón antiguo, previamente levantado.
- Estriado y reperfilado de superficies defectuosas mediante dispositivos formados por el conjunto de sierras de diamantes, capaces de «limar y rebajar» la superficie antigua de la zona defectuosa.
- Aplicación de pegamentos de resinas epoxi o análogas, para pegar hormigones hidráulicos frescos a hormigones antiguos.

Muchos de los productos de reparación son más resistentes incluso que los hormigones hidráulicos, y eso mismo puede originar tensiones de origen mecánico, térmico, etc., en las superficies de unión, que puede hacer fallar la reparación. Tal es el caso de algunos morteros de epoxi hechos con formulaciones demasiado rígidas. En general, las reparaciones son delicadas y los resultados dudosos, si bien cuando se hacen con mucho cuidado pueden resultar eficaces en un gran número de casos. De todas formas, la dificultad de las reparaciones continúa siendo la objeción más seria que se le pone al empleo de los firmes de hormigón hidráulico.

9.6. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS FIRMES DE HORMIGON

Como se ha dicho anteriormente, las capas inferiores: explanada, sub-base y base, no se dimensionan atendiendo a criterios de resistencia mecánica o capacidad portante, sino a otras consideraciones, tales como la profundidad de la helada, la necesidad de prevenir los efectos de surgencia o el arrastre de materiales, etc.

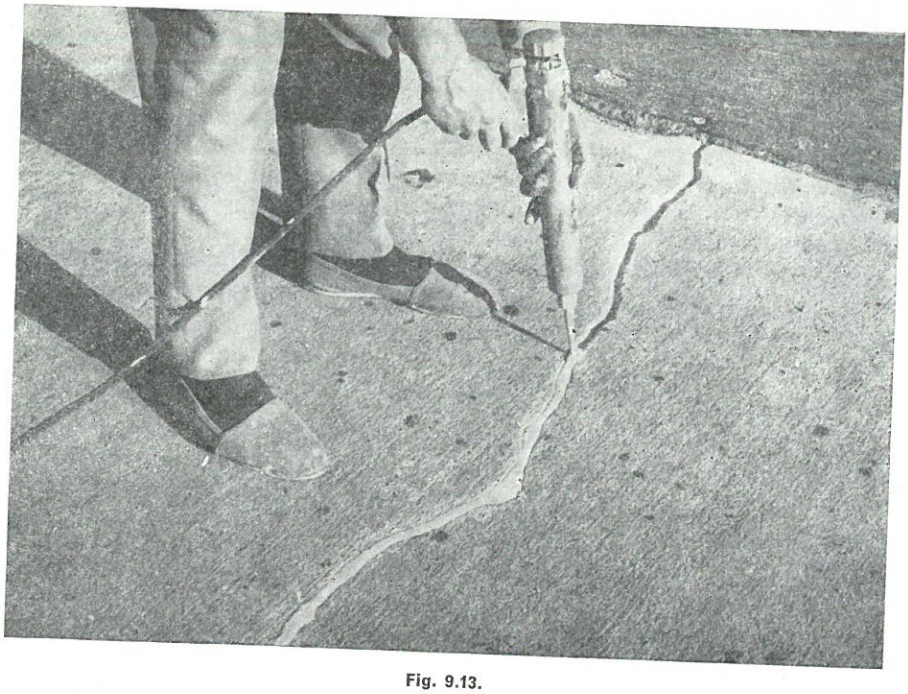


Fig. 9.13.

Sellado de grietas con formulaciones flexibles de resina epoxi según técnica del L. T. y M. S.

Las losas se dimensionan en los firmes de hormigón tradicional, atendiendo tanto a evitar tensiones intolerables como a consideraciones constructivas y empíricas. En cualquier caso, el dimensionamiento de los firmes rígidos para tráfico normal presenta menos problemas críticos que el de los firmes flexibles; y del factor esencial para su buen comportamiento a largo plazo es casi siempre el de una ejecución correcta.

9.6.1. **Tensiones en las losas.**

Las tensiones en la losa son debidas a la combinación de los siguientes efectos:

— Carga de los vehículos.

— Variaciones térmicas.

— Variaciones de humedad.

— Movimientos en las capas de cimiento.

Las tensiones debidas a la carga de los vehículos y a los cambios de temperaturas son del mismo orden y mucho más importantes que las debidas a los cambios de humedad.

Los métodos para determinar tensiones, basados en los principios de la elasticidad, admiten una serie de hipótesis previas que no reflejan exactamente la realidad, tales como son: la elasticidad, isotropía y homogeneidad de los materiales (tanto del cimiento como de la losa); y que la losa está siempre en contacto con el cimiento. Si se supone que las losas son indefinidas en sentido horizontal, las tensiones y deformaciones pueden determinarse fácilmente siguiendo los métodos basados en los principios de la teoría de la elasticidad de macizos multicapa (Hogg, Burmister, Fox y Acum, Jeuffroy, etcétera). Sin embargo, la influencia de las dimensiones finitas, bordes y esquinas, son demasiado importantes en este tipo de firmes como para ignorarlas, tal como se hace en los firmes flexibles.

El método más conocido para determinar tensiones debidas a cargas situadas en los bordes, esquina o interior de las losas (figura 9.14), se debe a Westergaard y fue publicado en 1926. Dentro de las hipótesis básicas del método, figuran la uniformidad, isotropía y elasticidad de la losa, y la proporcionalidad entre la reacción vertical del cimiento y la deformación en cada punto (esto es, se asimila el cimiento a un fluido denso). Como hipótesis complementarias se admite generalmente el estatismo de la carga y el área circular de

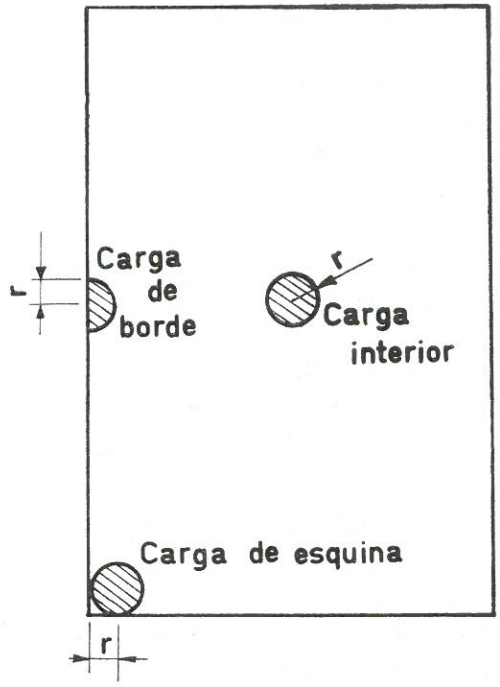


Fig. 9.14.

contacto uniformemente cargada, salvo en la carga de borde, que puede admitirse que es semicircular.

El cimiento se caracteriza por un módulo de reacción (véase ensayo de placa de carga), determinado con una placa de 75 cm. de diámetro, aunque con cimientos homogéneos en profundidad pueden usarse placas menores y hacer la corrección correspondiente:

$$75\ K_1 = 60\ K_2 = 45\ K_3 = 30\ K_4$$

K_1, K_2, K_3 y K_4 son los módulos de reacción determinados con placas de diámetros 75, 60, 45 y 30 cm., respectivamente.

Las fórmulas de Westergaard modificadas por Teller y Sutherland, quedaron establecidas con las expresiones siguientes:

$$\sigma_i = 0{,}275\ (1 + \mu)\ \frac{P}{h^2}\left[\log.\left(\frac{Eh^3}{Kr_2^4}\right) - 54{,}54\left(\frac{C_1}{Ls}\right)C_2\right]$$

$$\sigma_b = 0{,}529\ (1 - 0{,}54\ \mu)\ \frac{P}{h^2}\left[\log.\left(\frac{Eh^3}{Kr_2^4}\right) + \log.\left(\frac{r_2}{1 - \mu^2}\right) - 1{,}0792\right]$$

$$\sigma_e = \frac{3P}{h^2}\left[1 - \left(\frac{r_1\sqrt{2}}{L_s}\right)^{1{,}2}\right]$$

donde:

σ_i, σ_b, σ_e, son las tensiones críticas de tracción debidas a cargas interiores, de borde y esquina.

h = espesor de la losa en cm.
P = cargas en libras de la rueda.
E = módulo de elasticidad del hormigón (kg/cm^2).
μ = módulo de Poisson.
K = módulo de reacción del suelo (kg/cm^3).
r_1 = radio del área de contacto en pulgadas.

$$r_2 = (1{,}6\ r_1^2 + h^2)^{1/2} - 0{,}675\ h \quad ,, \quad r_1 < 0{,}724\ h$$

$$r_2 = r_1 \quad ,, \quad r_1 \geq 0{,}724\ h$$

L_s = radio de rigidez relativa y su valor

$$L_s = \left[\frac{Eh^3}{12\,(1 - \mu^2)\,K} \right]^{1/4}$$

C_1 y C_2 = factores de corrección por ser la reacción del terreno debajo de la zona de carga mayor que si se supone proporcional al hundimiento.

En muchas ocasiones hay que prevenir el que las esquinas de las losas tengan un apoyo defectuoso, en cuyo caso la tensión se calcula como si el borde fuera una mensula:

$$\sigma_e = \frac{3P}{h^2}$$

Basándose en las fórmulas anteriores, se han confeccionado ábacos que determinan las tensiones para distintas posiciones de las cargas, con espesores de losa y módulos de reacción del cimiento de valores variables.

Cuando actúan varias ruedas sobre la misma losa, tal como sucede en la práctica, la superposición de sus efectos ha llevado a las conclusiones de que las tensiones anteriores deben mayorarse entre el 10 por 100 y el 50 por 100 para los vehículos comerciales habituales, según sea la calidad del cimiento.

Los efectos dinámicos de impacto de los vehículos mayoran también la carga, tal como se ha indicado al tratar de los firmes flexibles.

La repetición de efectos tiene influencia sobre la fatiga del hormigón, que obliga a los proyectistas a admitir tensiones críticas de cálculo más bajas o, lo que es lo mismo, a emplear un coeficiente de seguridad. Sheets, por ejemplo, recomienda el empleo de un coeficiente de seguridad que rija una ley tal, como la indicada en la figura 9.15., que actualmente ha sido modificada por la Cement Portland Association.

Las tensiones producidas en las losas por los cambios de temperatura tienen una gran importancia por su magnitud, que en algunos climas y circunstancias pueden ser más importantes que las debidas a las solicitaciones del tráfico. El gradiente de temperatura en la losa en las variaciones diarias es el que motiva las tensiones y deformaciones que producen el combado de las mismas. Distintas formas de gradiente de temperatura determinan estados tensionales diferentes, en los que también influyen otras circunstancias, tales como el grado de coacción que impone el cimiento de la losa a la dilatación y al combado de la misma.

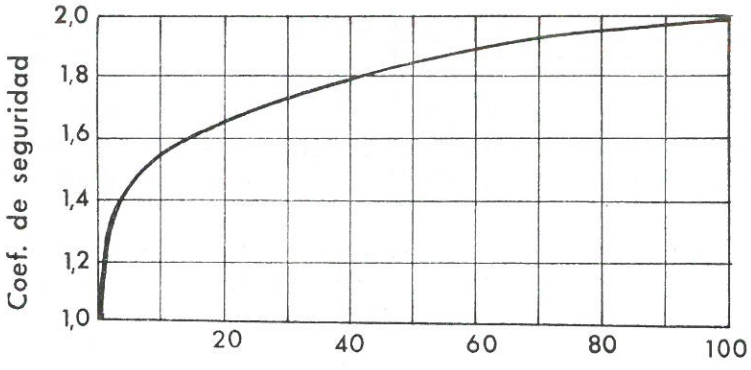


Fig. 9.15.

Durante el día, normalmente, la superficie de la losa está más caliente, lo que determina un combado «bordes abajo», y durante la noche, al enfriarse la superficie, se produce la deformación inversa o «bordes arriba». A ambas deformaciones se opone el peso de la losa, lo que crea tensiones adicionales a las producidas por las cargas, al tiempo que se varían las condiciones de sustentación, supuestas uniformes en toda la superficie. Aunque las tensiones debido a estos esfuerzos son fáciles de determinar. Aquí no seremos más explícitos sobre sus valores y fórmulas.

Los estados combinados de solicitaciones que producen máximas tensiones son los resultantes del combado de las losas con los esfuerzos debidos al tráfico. En general no se consideran otros efectos como son los debidos a los cambios de humedad en las losas y a las deformaciones del cimiento, retracciones, etc., ya que la proximidad de las juntas evita que tengan grandes influencias.

Los casos más desfavorables de tensiones a considerar son los siguientes:

a) Con carga de esquina, cuando la losa está combada «bordes-arriba».

b) Con carga de borde, durante el día «bordes-abajo», la solicitación del tráfico se añade a la debida a los esfuerzos térmicos. Por la noche sucede lo contrario.

c) Con carga interior, se está en el caso contrario que en el apartado anterior.

Una vez determinadas las tensiones críticas se debe determinar si éstas son admisibles para el hormigón según las resistencias del mismo, previamente determinadas en el laboratorio. Si no lo fueran sería necesario modificar el espesor de losa proyectado.

Aparte de los métodos basados en criterios estructurales, existen en la actualidad algunos métodos empíricos o semiempíricos de gran difusión.

9.6.2. Método de dimensionamiento de la Cement Portland Association

El método de la Cement Portland Association, ampliamente utilizado y comprobado, consta de las siguientes etapas:

a) Período de proyecto: Se recomiendan tiempos de proyecto de treinta y cuarenta años en la mayor parte de los casos.

b) Hipótesis de tráfico: Se abandona la hipótesis de carga en esquina para el cálculo de la máxima tensión y se considera, en cambio, la carga debida a un eje simple o a un eje tándem con rueda gemela (fig. 9.16.), situado en el borde de una junta transversal. Esta posición de las ruedas obedece a que es la más frecuente dentro de todas las posibles distribuciones en el paso de los vehículos. Se considera que las juntas no transmiten tensiones a las losas vecinas.

Dentro de los ejes previstos en el período de proyecto, sólo se hacen intervenir los más pesados (mayores de 5 t. en los simples y mayores de 10 t. en los tándem).

Agrupados los ejes según su peso (de tonelada en tonelada, por ejemplo), a cada carga mayorada, generalmente, con un coeficiente de seguridad (de 1 a 1,2) le corresponde, en una losa de espesor dado, una tensión de trabajo (véase ábaco de la figura 9.17. a y 9. 17. b).

c) El valor soporte del cimiento viene determinado por el módulo de reacción K, aunque existen tablas de correspondencia con otros valores tales como el C. B. R., Indice de Grupo, etc. El método de la Cement Portland Association establece también las tablas siguientes para corregir el módulo K del terreno según los espesores y calidades de la capa de base utilizada, determinándose así el módulo de reacción de cálculo.

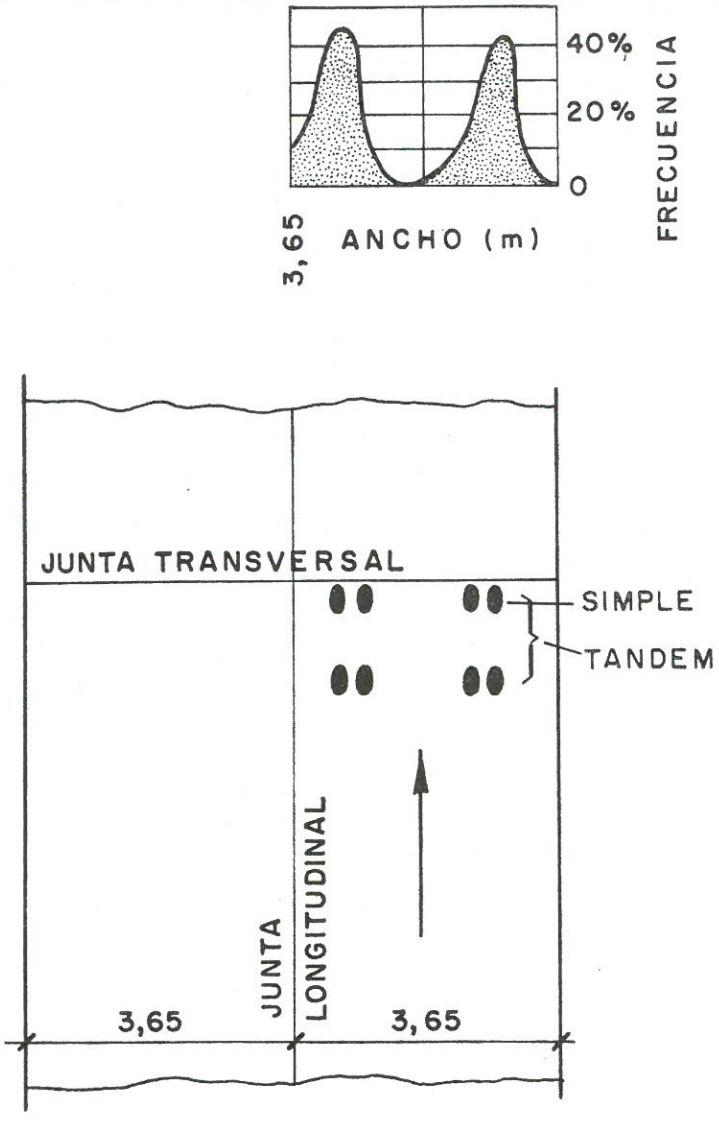


Fig. 9.16.

Hipótesis sobre carga de tráfico en el método de la C. P. A.

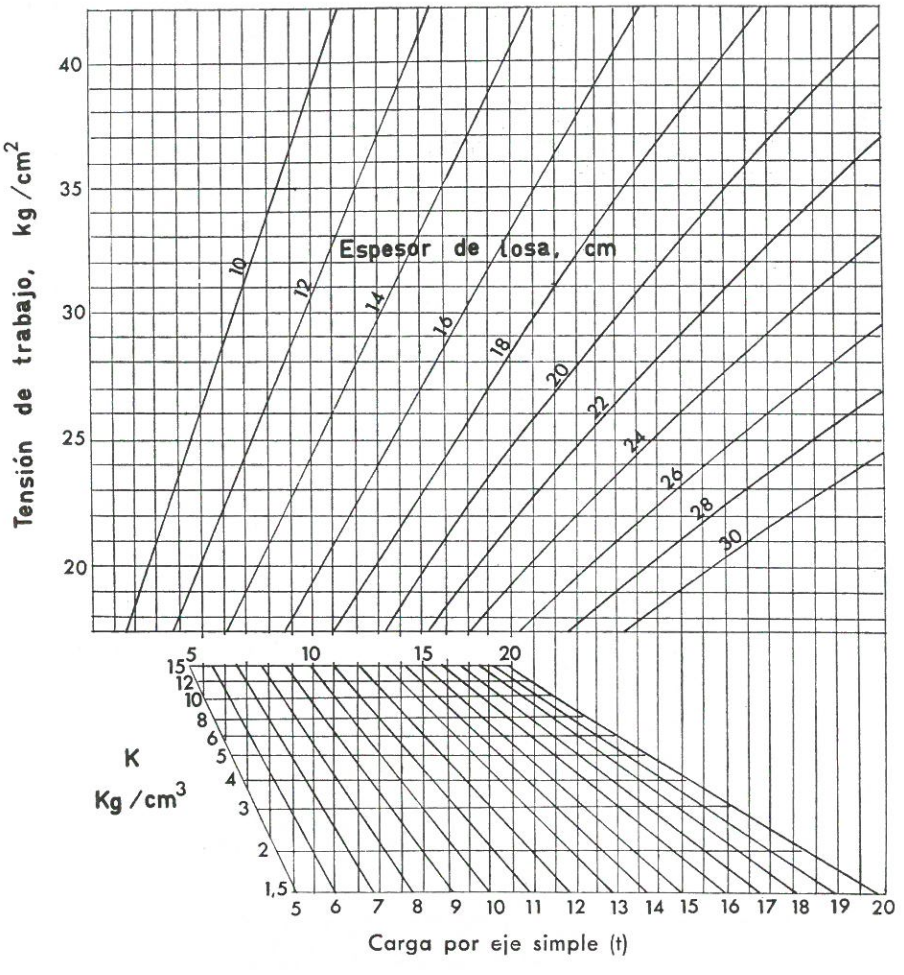


Fig. 9.17 (a).

Nomograma para el cálculo del espesor de pavimentos de hormigón, P. C. A.

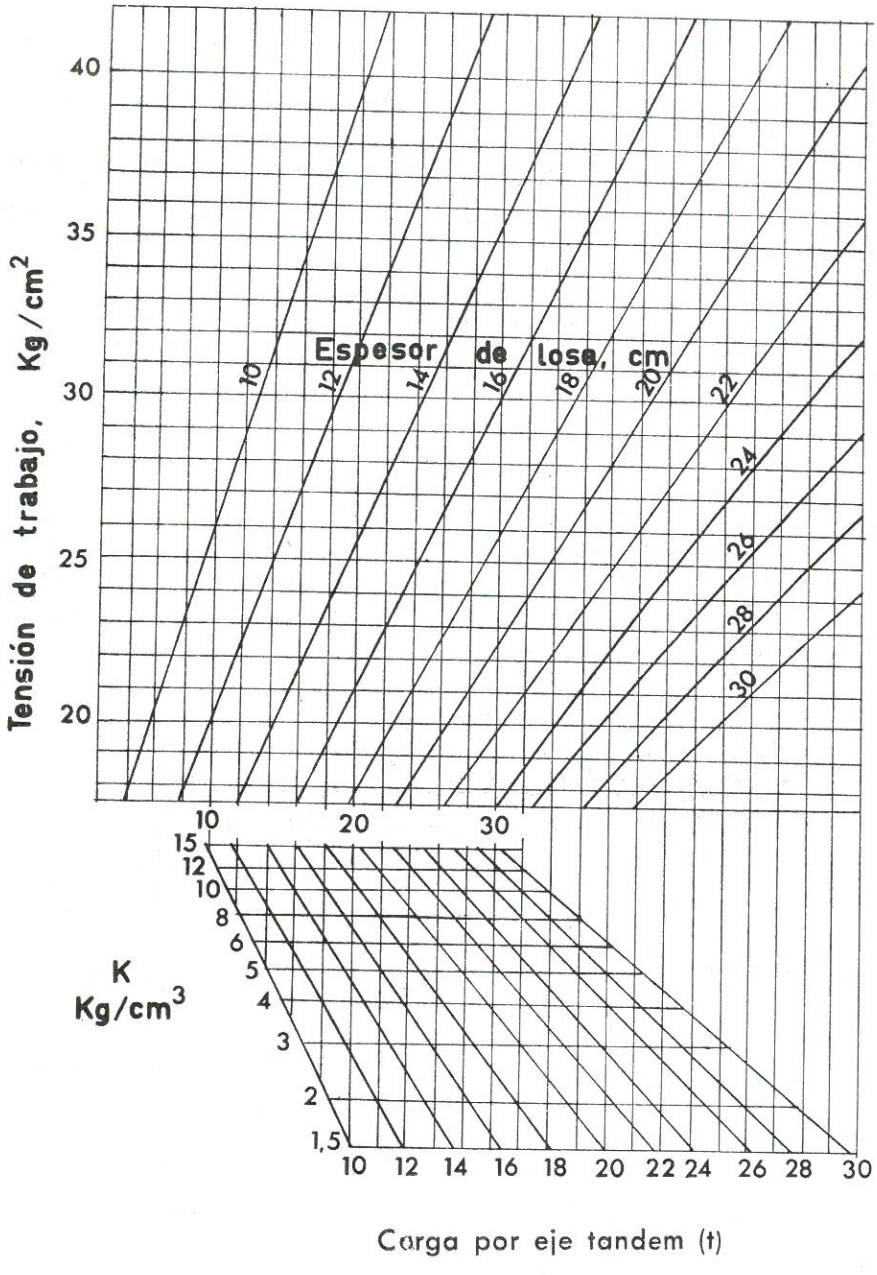


Fig. 9.17 (b).

Nomograma para el cálculo del espesor de pavimentos de hormigón, P. C. A.

TABLA III

MODULO DE REACCION DE CALCULO (K, kg/cm³) CON BASES GRANULARES

Explanada K (kg/cm³)	Espesor de la base granular			
	10	15	23	30
2	2,6	3,0	3,4	4,3
4	4,9	5,3	5,9	7,2
6	6,9	7,3	8,3	9,9
8	8,8	9,2	10,5	12,3
10	10,6	11,2	12,6	14,8

TABLA IV

MODULO DE REACCION DE CALCULO (K, kg/cm³) CON BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO

Espesor de la base (cm.)	K (kg/cm³)
10	8
13	13
15	15
18	17
Resistencia a compresión a los 7 días $\geq$ 21 kg/cm² Explanada K $\simeq$ 3 kg/cm³.	

d) Desarrollo del cálculo. Para un eje dado, conociendo K y el espesor de la losa, pueden determinarse fácilmente las tensiones de trabajo en los ábacos de la figura 9.18. (*).

Para cada eje considerado debe determinarse previamente el número probable de repeticiones durante el tiempo de proyecto. Se admite que una carga puede aplicarse un número indefinido de veces cuando la máxima tracción producida es inferior a la mitad de la ten-

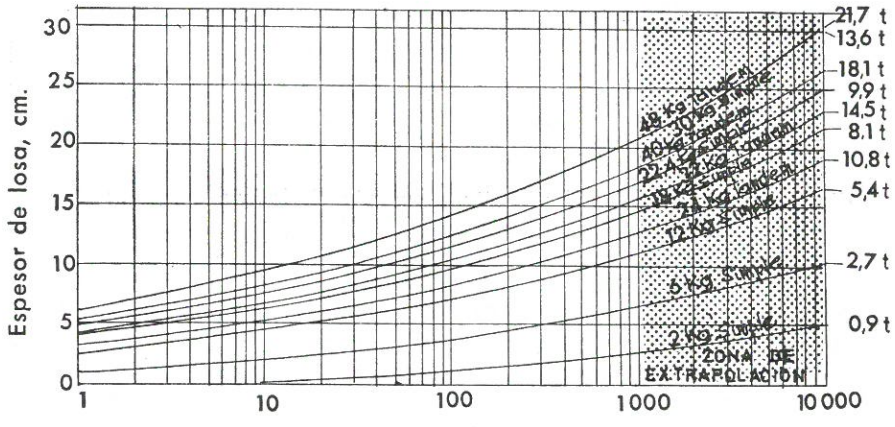
(*) Se considera que el hormigón debe tener un módulo de elasticidad $\geq$ 280.000 kg/cm² y un coeficiente de Poisson de 0,15.

sión de rotura. Con tracciones superiores a dicho valor se admite que pueden presentarse fenómenos de fatiga, de modo que la losa sólo puede resistir un número determinado de cargas. El cuadro siguiente indica las repeticiones admisibles de carga según las cuantías de las tracciones obtenidas.

En el cálculo se tantean varios espesores de losa y para cada carga de eje se determina el número admisible de repeticiones, que se compara con el que se espera en el tiempo de proyecto, determinando así un porcentaje de resistencia a la fatiga consumida por esta carga. Sumando todos los valores de fatiga consumida para cada eje, si el valor es superior al 100 por 100 se deberá hacer un nuevo tanteo aumentando el espesor de losa. El proceso se repite hasta llegar a un espesor suficiente para que la resistencia a la fatiga consumida en el período de proyecto sea inferior al 100 por 100.

9.6.3. **Métodos empíricos**

Son los basados esencialmente en la experiencia adquirida en laboratorio, sobre todo en carreteras con tráfico real y tramos de ensayo. Conviene destacar en los últimos años el ensayo AASHO, que para unas condiciones locales ha determinado ábacos y criterios, de entre los cuales recogemos aquí el de la figura 9.18. Estos ábacos recuerdan a los que en el capítulo correspondiente se incluyeron para los firmes flexibles. Igual que en aquel caso, ha sido necesario establecer, y así han hecho en numerosos países, criterios para



Número de aplicaciones de ejes (10^3)

Fig. 9.18.

valorar el estado del firme y su degradación. Estos criterios se hacen generalmente en las longitudes de grietas, existencia de zonas con fisuración importante, etc.

TABLA V

REPETICIONES DE CARGA ADMISIBLES EN FUNCION DE

σ = Tensión producida por la carga

σ_R = Tensión de rotura a flexo-tracción

σ/σ_R	Repeticiones admisibles	σ/σ_R	Repeticiones admisibles
0.50	Infinitas	0.68	3.500
0.51	400.000	0.69	2.500
0.52	300.000	0.70	2.000
0.53	240.000	0.71	1.500
0.54	180.000	0.72	1.100
0.55	130.000	0.73	850
0.56	100.000	0.74	650
0.57	75.000	0.75	490
0.58	57.000	0.76	360
0.59	42.000	0.77	270
0.60	32.000	0.78	210
0.61	24.000	0.79	160
0.62	18.000	0.80	120
0.63	14.000	0.81	90
0.64	11.000	0.82	70
0.65	8.000	0.83	50
0.66	6.000	0.84	40
0.67	4.500	0.85	30

En Gran Bretaña la Road Note 29, ya comentada, sirve también para el dimensionamiento de firmes rígidos. Se parte de las conclusiones del ensayo AASHO y se recomiendan espesores de losa en función del tráfico y período de proyecto.

En otros países (Alemania, Holanda, etc.) exlsten catálogos de estructuras y recomendaciones generales para proyectar firmes rígidos.

ANEJO

METODOS NORMALIZADOS DE DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES DE HORMIGON

9.7.1. Especificaciones para la construcción de firmes de hormigón en Alemania

En Alemania existen numerosas recomendaciones para el cálculo normalizado de secciones-tipo de firmes de hormigón. En las tablas se indican algunas de las existentes:

TABLA VI

DIRECTRICES PARA LA CONSTRUCCION DE FIRMES DE HORMIGON (ALEMANIA 1963)

Pavimentos de hormigón armado	GRUPO			
	I	II	III	IV
	Autopistas, carreteras y calles principales con tráfico muy pesado.	Gran mayoría de carreteras y calles urbanas con tráfico pesado.	Carreteras y calles con tráfico medio área de estacionamiento con camiones.	Calles residenciales y carreteras locales con tráfico ligero, área de estac. sin camiones.
TRAFICO (dos carriles) Intensidad media diaria IMD.	> 10.000	10.000-5.000	5.000-2.000	< 2.000
de vehículos pesados con carga > 5 t.	> 1.000	1.000- 500	500- 100	< 100
Espesores (cm) losas	24-22	22-20	18	16
Base	Variable: protección contra la penetración de la helada			
Resistencia mínima del hormigón a (kg/cm²) compresión (Prob. Cub.) Flexotracción.	400 55		350 45	300 40
Cuantía mínima de Mallazo (kg/m²).	3	3-2	3-2	3-2
Espaciamiento recomendado de juntas transv. (m).				
1 contracción	7,5			
2 dilatación.	100			

TABLA VII

RECOMENDACIONES DE LA FG PARA EL PROYECTO DE FIRMES DE HORMIGON DE AUTOPISTAS Y CARRETERAS FEDERALES (ALEMANIA 1967)

TIPOS Y ESPESORES DE BASE		1. Suelo-cemento, 15 cm. 2. Bituminosa, 8 cm. 3. Suelo-alquitrán, 15 cm.
ESPESOR DE LAS LOSAS		22 cm.
RESISTENCIA MINIMA DEL HORMIGON A LOS 28 DIAS		Compresión (cub.), 400 kg/cm^2. Flexotracción, 55 kg/cm^2.
DISPOSICION DE LAS JUNTAS	DILATACION	Sólo en zonas especiales.
	CONTRACCION	Cada 5 m. con hormigón en masa. Cada 7,50 m. con hormigón armado (3 kg/m^2.).
	LONGITUDINAL	Dotadas de pasadores (Ø 26 mm.). Sin elemento debilitador inferior. Profundidad de la ranura superior: 50 mm. Formadas por vibración o serrada. Con barras de unión. Sin elemento debilitador inferior. Ranura serrada: 35 mm.

En 1972 la Sociedad para la Investigación en Carreteras y el Ministerio de Transportes han publicado la TV-Beton-72, que sustituye a la de 1963. Estas especificaciones son aplicables a todo tipo de carreteras y autopistas.

Se ha evolucionado hacia un pavimento constituido por losas cortas (4-7,5 m.), que sólo se arman para longitudes superiores a los 5 m. Todas las juntas tienen pasadores y ello a pesar de utilizarse bases bituminosas o estabilizadas con cemento.

El tráfico de proyecto es el previsto para diez años después de su entrada en funcionamiento y se establecen cinco categorías de tráfico:

TABLA VIII

CATEGORIAS DE TRAFICO

Categoría	Tráfico	IMD	
		De vehículos pesados 5 t.	De vehículos por 2 carriles de circulación
I	Muy pesado	Más de 1.000	Más de 10.000
II	Pesado	500-1.000	5.000-10.000
III	Medio	100- 500	2.000- 5.000
IV	Ligero	10- 100	500- 2.000
V	Muy ligero	Hasta 10	Hasta 500

Especialmente en las categorías I y II se recomienda la utilización de bases tratadas.

Los espesores de las losas están previstos según la tabla siguiente:

TABLA IX

Categoría de tráfico	Espesor de la losa (cm.)
I	22
II	20
III	18
IV y V	16

La TV-Beton-72 incluye una serie de especificaciones minuciosas sobre los ensayos necesarios para aceptar los materiales, la terminación geométrica de la carretera, los elementos auxiliares, tales como: juntas, pasadores, etc., y, por último, un cuadro de penalizaciones para el contratista por defectos en la ejecución de los trabajos.

9.7.2. Especificaciones para la construcción de firmes de hormigón en Gran Bretaña.

La R. N. 29 ha servido para dimensionar los firmes rígidos en la Gran Bretaña.

En 1965 las secciones tipo normalizadas estaban incluidas en las tablas siguientes:

TABLA X

Pavimentos de hormigón armado		TRAFICO Número de vehículos comerciales (tara > 1,5 t.) en día medio veinte años después de la construcción en ambos sentidos de circulación (en un sentido, con calzadas separadas)					
Explanada.	Espesores (cm.).	3.000	3.000-1.500	1.500-450	450-150	150-45	45-0
Muy estable (1)	Losas.	23	20	18	15	13	10
	Base.	0	0	0	0	0	0
Normal.	Losas.	25	23	20	18	15	13
	Base.	8	8	8	8	8	8
Muy susceptible a movimientos diferenciales (2).	Losas.	28	25	23	20	18	15
	Base.	15	15	15-8	15-8	8	8
Resistencia mínima del hormigón (kg/cm²) (3)		280				210	
Cuantía mínima del mallazo (kg/m²).		5	3,5	3,5	2,5	2,5	2
Mínimo espaciamiento de juntas (m) transversales.		24	18	18	12	12	12
1 de contracción.		72	72	72	48	48	36
2 de dilatación. (4).							

(1) Con 0,60 m. de gravas arenosas bien graduadas no plásticas y sin tráfico de obra.

(2) Suelos orgánicos, arcillas muy plásticas o capa freática a menos de 0,60 m. de la explanada.

(3) A compresión—probeta cúbica—, 28 días.

(4) Construcción en tiempo frío, puede llegarse a la omisión si hay experiencia local.

TABLA XI

Pavimentos de hormigón sin armar		TRAFICO Número de vehículos comerciales (tara > 1,5 t.) en día medio veinte años después de la construcción en ambos sentidos de circulación (en un sentido, con calzadas separadas)					
Explanada.	Espesores (cm.).			1.500-450	450-150	150-45	45-0
Muy estable (1).	Losas. Base.			23 0	20 0	18 0	15 0
Normal.	Losas. Base.			25 8	23 8	20 8	18 8
Muy susceptible a movimientos diferenciales (2).	Losas. Base.			28 15-8	25 15-8	23 8	20 8
Resistencia mínima del hormigón (kg/cm²) (3)				280		210	
Espaciamiento de juntas transversales (m.).							
Medio 1 de contracción.				4,5	4,5	4,5	4,5
Máximo 2 de dilatación.				36	36	36	27

En la edición de la R. N. 29 de 1971 se incorporaban las conclusiones del ensayo AASHO y se variaban algunos criterios indicados en las anteriores especificaciones. Los principios básicos del diseño estructural son los siguientes:

— Las hipótesis de crecimiento de tráfico son las mismas que las indicadas anteriormente para los firmes flexibles. El período de pro-

(1) Con 0,60 m. de gravas arenosas bien graduadas no plásticas y sin tráfico de obra.

(2) Suelos orgánicos, arcillas muy plásticas o capa freática a menos de 0,60 m. de la explanada.

(3) A compresión—probeta cúbica—, 28 días.

yecto es de cuarenta años, ya que se considera que el espesor adicional en las losas para asegurar tal duración es relativamente pequeño.

— La explanada se caracteriza con criterios análogos que los indicados para firmes flexibles.

— Según la calidad de la explanada se exige la colocación de una capa de mayor o menor espesor de sub-base, según los criterios indicados en la tabla siguiente:

TABLA XII

CLASIFICACION DE EXPLANADA PARA CARRETERAS DE HORMIGON Y MINIMO ESPESOR REQUERIDO DE SUB-BASE

Tipo de explanada	Definición	Mínimo espesor de sub-base
Mala	CBR ≤ 2	15 cm.
Normal	$2 \leq$ CBR ≤ 15	8 cm.
Muy estable	CBR > 15 y viejas carreteras	0

— Se recomienda usar bases estabilizadas de 15 cm. de espesor (suelo-cemento, hormigón pobre, etc.), a menos de que la construcción se haga en los meses de verano.

— El espesor de las losas se determina con el ábaco de la figura 9.19. y la cuantía de las armaduras, en caso de usar hormigón armado, por el de la figura 9.20.

Aparte de los ábacos anteriores existen recomendaciones sobre el empleo de pasadores, tipos de juntas, dimensiones de losas, etc.

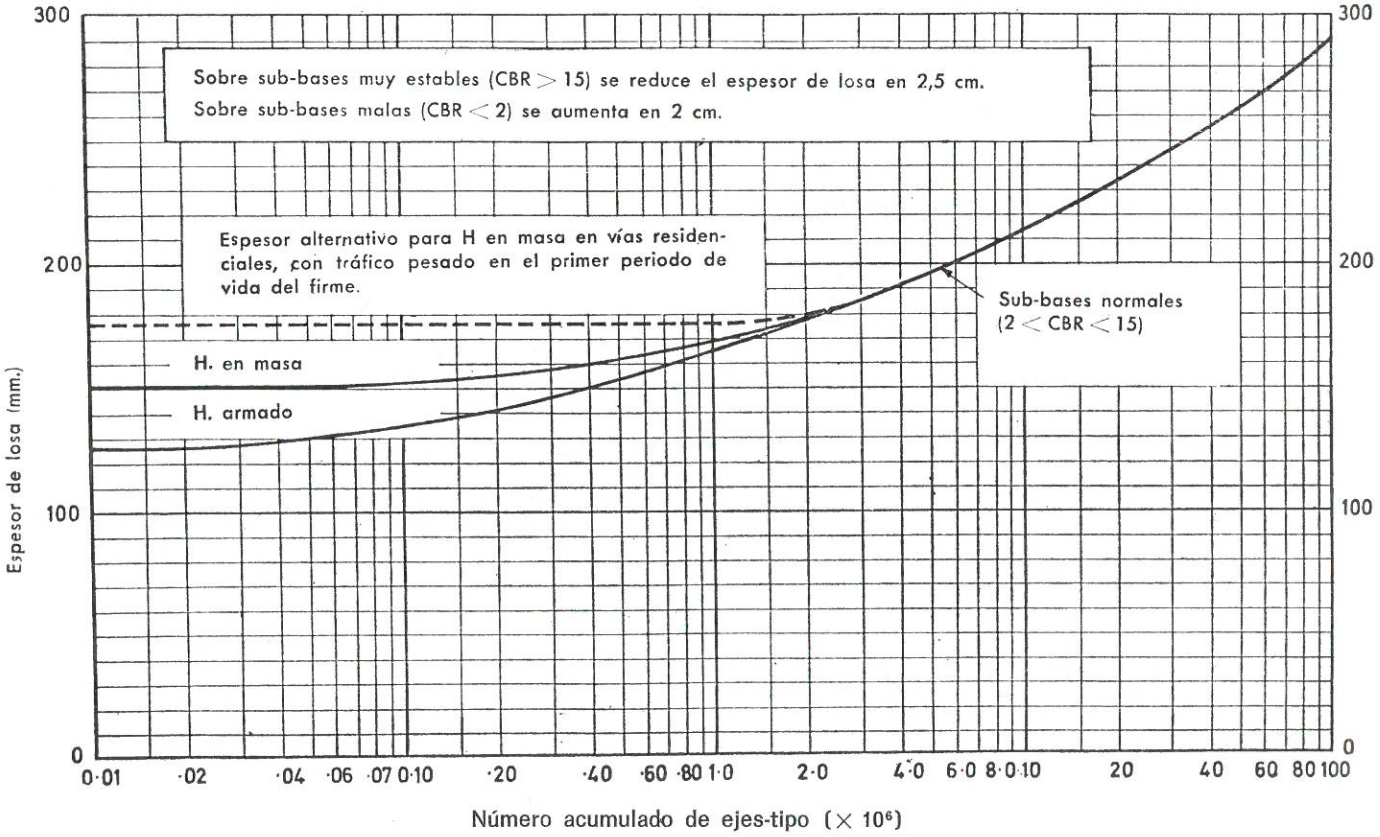


Fig. 9.19.

Mínimo espesor de losas (R. N. 29).

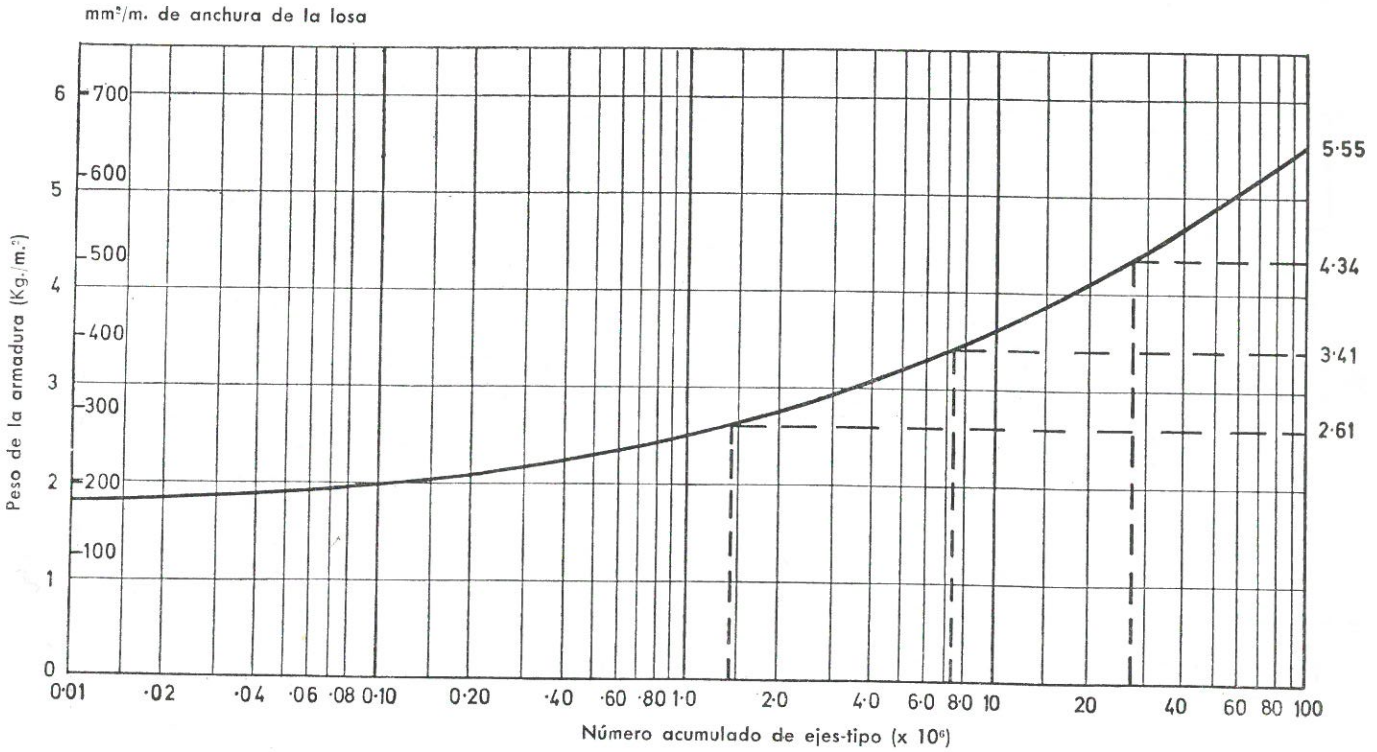


Fig. 9.20.

Armaduras: cuantías mínimas en las losas de hormigón.

BIBLIOGRAFIA

1. A. I. P. C. R.: XIV Congres Mondiale de la Route. Question III. Praga (1971).
2. CEMBUREAU: I Symposium Européen sur les Revetements Bétonnés. París (1969).
3. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS Y CAMINOS VECINALES: Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para las obras de carreteras y puentes, 1965. Revisión (1969).
4. GARCIA MESEGUER, A.: Construcción de firmes de hormigón. Curso General de Carreteras. Tomo II (1968).
5. JEUFFROY, G.: Proyecto y contrucción de firmes. Capítulos 5 y 9. Edit. Técnicos Asociados (1972).
6. KRAEMER, C.: Proyecto de firmes de hormigón. Curso General de Carreteras. Tomo II (1968).
7. KRAEMER, C.: Proyecto, construcción y comportamiento de los pavimentos de hormigón pretensado de la CN-II. Boletín LTMS núm. 80 (1970).
8. KRAEMER, C.: Especificaciones para la construcción de pavimentos de hormigón en Alemania (TV. betón 72). Boletín del LTMS núm. 94 (1972).
9. LAZARO PEREZ, F. J.: Ultimas tendencias en pavimentos de hormigón hidráulico. Ciclo «Nuevas tendencias en pavimentos de carreteras». Asc. Española de la Carretera. Mayo (1972).
10. PAREY, CH.: Exécution des chaussées en béton de ciment. Recyclage Fascicule n.º 8. Revue Générale des Routes et des Aérodromes. (Sep., 1972.)

INDICE

Páginas

PROLOGO ... 5

I. GENERALIDADES SOBRE FIRMES

1.1. Constitución habitual de un firme ... 7
1.2. Acción del tráfico ... 8
1.3. Acumulación de efectos ... 10
1.4. El suelo como cimiento del firme ... 12
1.5. El firme y su función resistente ... 14
1.6. Capas de un firme flexible y función de las mismas: capa de rodadura, capa intermedia, capa o capas de base, capa o capas de sub-base, explanada mejorada, capas auxiliares y ocasionales ... 15
1.7. Capas de un firme rígido y función de las mismas ... 22
1.8. El drenaje ... 23
1.9. Transporte «campo a través» ... 24
1.10. Secciones-tipo de firmes flexibles y rígidos ... 25

II. ARIDOS

2.1. Naturaleza de los áridos ... 29
2.2. Procedencia ... 30
2.2.1. Aridos naturales ... 30
2.2.2. Procedencia de áridos artificiales ... 32
2.3. Propiedades de los áridos ... 33
2.3.1. Propiedades físicas de las partículas ... 33
2.3.2. Propiedades químicas de las partículas ... 37

Páginas

2.4. Características de los áridos 39

2.5. Valoración crítica de las propiedades determinadas en los ensayos de los áridos en relación a su empleo en las distintas capas de un firme 43

2.6. Valoración del comportamiento de los materiales pétreos según su composición 45

Anejo. Ensayos con áridos 51

2.7. Ensayos con áridos 53
2.7.1. Toma de muestras 53
2.7.2. Análisis granulométrico 53
2.7.3. Ensayo de peso específico y absorción de agua 54
2.7.4. Ensayo de pulimento acelerado 56
2.7.5. Determinación del coeficiente de forma 56
2.7.6. Ensayo de friabilidad 59
2.7.7. Ensayo de desgaste de Los Angeles 59
2.7.8. Acción del sulfato 61
2.7.9. Ensayo de adhesividad 62
2.7.10. Estudio petrográfico de los áridos 63

III. LIGANTES BITUMINOSOS

3.1. Propiedades generales 67
3.1.1. Alquitranes 67
3.1.2. Betunes y asfaltos: betunes de destilación; betunes fluidificados; emulsiones bituminosas 69
3.1.3. Aditivos para mejorar los ligantes 79
3.1.4. Ligantes no bituminosos usados para pavimentos 82

3.2. Ensayos con ligantes bituminosos 82
3.2.1. Viscosidad 83
3.2.2. Penetración 86
3.2.3. Punto de reblandecimiento 87
3.2.4. Ductilidad 88
3.2.5. Punto de fragilidad 89
3.2.6. Ensayo de solubilidad en sulfuro de carbono 90
3.2.7. Ensayos con betunes fluidificados 91
3.2.8. Ensayos con emulsiones 91

3.3. Maquinaria para el manejo y empleo de los ligantes bituminosos 94
3.3.1. Refinerías 94
3.3.2. Manejo y bombeo de betunes asfálticos 94

Páginas

3.3.3. Calentamiento de ligantes asfálticos ... 96
3.3.4. Almacenamiento y transporte ... 97

Anejo. Especificaciones sobre ligantes bituminosos y recomendaciones de empleo ... 99

IV. CAPAS GRANULARES

4.1. Propiedades físicas de las capas granulares ... 109
4.2. Estabilizaciones mecánicas ... 114
4.3. Características específicas de las distintas capas granulares del firme ... 115
4.3.1. Capas-filtro o anticontaminantes ... 115
4.3.2. Explanada mejorada ... 116
4.3.3. Sub-bases granulares ... 118
4.3.4. Bases granulares ... 120

Anejo. Capas granulares (especificaciones) ... 129

4.4.1. Explanada mejorada ... 131
4.4.2. Sub-bases granulares ... 131
4.4.3. Bases granulares ... 133

V. ESTABILIZACIONES

5.1. Estabilizaciones con aditivos ... 138
5.1.1. Estabilizaciones con cloruros ... 141
5.1.2. Estabilización con cal ... 141
5.1.3. Estabilizaciones con cemento: suelo-cemento; grava-cemento; hormigón pobre ... 143
5.1.4. Gravas-escoria ... 149
5.1.5. Estabilizaciones con ligantes bituminosos: gravas-emulsión ... 151
5.1.6. Otras estabilizaciones ... 156

VI. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

6.1. Tratamientos superficiales y riegos ... 159

6.2. Riegos sin gravilla ... 160
6.2.1. Riegos en negro ... 160
6.2.2. Riegos antipolvo ... 161
6.2.3. Riegos de adherencia ... 161
6.2.4. Riegos de imprimación ... 162
6.2.5. Riegos de curado ... 162

Páginas

6.3. Riegos con gravilla ... 162

6.3.1. Riegos monocapa: factores relativos a la superficie existente; factores relativos al árido; factores relativos al ligante; factores relativos a la dosificación o proyecto; factores relativos a la ejecución ... 164
6.3.2. Riegos multicapa ... 172

6.4. Riegos profundos ... 174
6.4.1. Riegos de penetración ... 175
6.4.2. Riegos de semipenetración ... 176

6.5. Conservación con riegos ... 177

6.6. Maquinaria para el empleo de riegos ... 178

6.7. Lechadas bituminosas ... 179

Anejo. Métodos normalizados para dosificación y proyecto de tratamientos superficiales ... 183

VII. MEZCLAS BITUMINOSAS

7.1. Aspectos generales ... 193

7.2. Tipos de mezclas bituminosas ... 194
7.2.1. Mástic bituminoso y asfalto fundido ... 195
7.2.2. Aglomerados bituminosos: propiedades generales ... 197
7.2.3. Aglomerados en caliente: a) materiales, b) el ligante ... 200
7.2.4. Mezclas bituminosas en frío: a) tipo y composición de la mezcla, b) materiales, c) el ligante ... 206

7.3. Reología de las mezclas bituminosas ... 211

7.4. Dosificación o proyecto de mezclas bituminosas ... 220
7.4.1. Métodos basados en la superficie específica ... 221
7.4.2. Métodos basados en ensayos mecánicos ... 224
7.4.3. Otros ensayos mecánicos ... 239

7.5. Fabricación y puesta en obra de las mezclas bituminosas ... 241
7.5.1. Plantas asfálticas en caliente para aglomerados ... 241
7.5.2. Hornos para asfalto fundido ... 248
7.5.3. Mezcladoras continuas fijas y móviles ... 249
7.5.4. Puesta en obra ... 250

7.6. Defectos en las mezclas bituminosas ... 263

7.7. Mezclas bituminosas especiales ... 264

7.8. Mezclas para carreteras con ligantes especiales ... 266

Páginas

Anejo I. Granulometrías y especificaciones sobre mezclas bituminosas ... 269

Anejo II. Ejemplo de dosificación Marshall ... 279

VIII. DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES FLEXIBLES

8.1. Generalidades ... 289

8.2. Solicitaciones de los vehículos ... 291
8.2.1. Area de contacto, presión de contacto y tiempo de carga. 291
8.2.2. Efecto de las cargas sobre el firme ... 292

8.3. Caracterización mecánica del suelo y de los otros materiales del firme ... 297
8.3.1. El suelo como cimiento de la carretera ... 297
8.3.2. Caracterización de los materiales de las capas superiores del firme ... 300
8.3.3. Ensayos C. B. R. ... 302
8.3.4. Ensayos de carga con placa ... 308
8.3.5. El índice de grupo ... 316
8.3.6. Otros métodos estáticos de ensayo ... 317
8.3.7. Susceptibilidad a la helada de los suelos ... 318
8.3.8. Medida de deflexiones y deflectómetros ... 320
8.3.9. Métodos dinámicos de ensayo ... 326

8.4. Influencia de los factores locales ... 330

8.5. Métodos analíticos (o racionales) de dimensionamiento de firmes ... 332
8.5.1. Aspectos generales ... 332
8.5.2. Ecuaciones de la teoría de la elasticidad para macizos multicapa ... 334
8.5.3. Aplicación de las teorías multicapas al dimensionamiento de firmes ... 338
8.5.4. Correspondencia entre el problema real y la solución de los métodos racionales ... 352

8.6. Dimensionamiento de firmes por métodos empíricos ... 353

8.7. Estudio particular de los métodos empíricos ... 358
8.7.1. Método de la 6.1. I. C. ... 358
8.7.2. Método de la AASHO ... 360
8.7.3. Método del Instituto del Asfalto (A. I.) ... 368
8.7.4. Método del Laboratorio Central des Ponts et Chaussées. 375
8.7.5. Método de la sociedad Shell ... 377
8.7.6. Método de la Road Note 29 ... 383
8.7.7. Catálogos modernos de estructuras de firmes de carreteras ... 391

Páginas

8.8. Refuerzo de firmes 395
8.8.1. Métodos de refuerzo 395
8.8.2. Refuerzo de firmes según métodos racionales 395
8.8.3. Refuerzo de firmes según métodos empíricos 396
8.8.4. Método de California (Zube y Bridges) 397
8.8.5. Método Canadiense (C. G. R. A.) 398
8.8.6. Método de la sociedad Colas 401
8.8.7. Método del Instituto del Asfalto (1969) 402
8.8.8. Otros métodos de refuerzo 404
8.8.9. Recomendación para el refuerzo de firmes flexibles de la D. G. C. (julio de 1973) 405
8.8.10. Observación final sobre los métodos de refuerzo de firmes 408

IX. FIRMES DE HORMIGON

9.1. Aspectos generales 411

9.2. Tipos y constitución de los firmes de hormigón 413
9.2.1. Firmes de hormigón en masa 414
9.2.2. Firmes de hormigón armado continuo 415
9.2.3. Firmes de hormigón pretensado 419

9.3. Materiales 422

9.4. Construcción 426

9.5. Conservación 431

9.6. Dimensionamiento estructural de los firmes de hormigón 431
9.6.1. Tensiones en las losas 432
9.6.2. Método de dimensionamiento de la Cement Portland Association 437
9.6.3. Métodos empíricos 442

Anejo. Métodos normalizados de dimensionamiento de firmes de hormigón 445

9.7.1. Especificaciones para la construcción de firmes de hormigón en Alemania 447
9.7.2. Especificaciones para la construcción de firmes de hormigón en Gran Bretaña 449