

Segun AU, esto es my davido  
o desesante

212

ANALISIS DE  
TENSIONES Y DEFORMACIONES  
Y ESTUDIO DE LA FATIGA DE  
LAS SECCIONES ESTRUCTURALES  
DE FIRMES FLEXIBLES DE LA  
NORMA 6.1 IC (1975)

CARLOS KRAEMER

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ANTONIO MARTINEZ DE ARAGON

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ICAEURON

1977

ANALISIS DE TENSIONES Y DEFORMACIONES Y  
ESTUDIO DE LA FATIGA DE LAS SECCIONES -  
ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES DE LA  
NORMA 6.1 IC (1975)

CARLOS KRAEMER

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

ANTONIO MARTINEZ DE ARAGON

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS Y CAMINOS VECINALES  
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

1977

I N D I C E

	<u>Pág.</u>
1. Objeto del estudio	2
2. Secciones estructurales de firmes flexibles según la norma 6.1 IC (1975)	4
3. Modelo de estructura y programa utilizado para el cálculo de tensiones y deformaciones	6
4. Solicitación considerada	9
5. Caracterización de los materiales	10
5.1 Introducción	10
5.2 Suelos y materiales granulares	10
5.3 Materiales granulares estabilizados con cemento	12
5.4 Mezclas bituminosas	15
5.5 Resumen	20
6. Estudio de la fatiga de los firmes	22
6.1 Introducción	22
6.2 Fatiga de las capas de mezcla bituminosa	24
6.3 Fatiga de las capas de grava-cemento y de suelo cemento	28
6.4 Fatiga de la explanada	29
6.5 Tensiones en las capas granulares	30
7. Resultados	33
7.1 Presentación de resultados	33
7.2 Análisis de los resultados	39
8. Conclusiones	45
9. Bibliografía	46
Anejo 1 Catálogo de estructuras de firme de la Norma 6.1 IC	52
Anejo 2 Ejemplo de listado de resultados según el programa utilizado	56
Anejo 3 Cálculo de la sección A-221 en condi- ciones climáticas extremas bajo rueda sencilla y ruedas gemelas	60

## 1. OBJETO DEL ESTUDIO

La Norma 6.1 IC "Firmes Flexibles" (1975) de la Instrucción española de carreteras ofrece al Ingeniero proyectista un extenso catálogo de firmes entre los que debe elegir el más adecuado en cada caso concreto (1,2). Algunas secciones tienen una base empírica propia, otras son extrapolaciones o adaptaciones a diferentes condiciones, pero todas ellas han sido evaluadas mediante distintos métodos de dimensionamiento (The Asphalt Institute, A.A.S.H.O., Road Note 29, Shell) en un trabajo anterior. Como era de esperar la calificación recibida no sólo no era coincidente, sino que a veces llegaba a ser contradictoria. Estos resultados se explican por la diferente consideración que reciben en cada método los factores tráfico, clima, materiales, etc.

→ El presente estudio tiene por objeto la estimación de las máximas tensiones y deformaciones que produce una solición tipo, análoga a la máxima legal, en las 65 secciones estructurales del catálogo, así como el estudio de la fatiga de las capas bituminosas, de las tratadas con cemento y de la explanada. La previsión aproximada de la vida de cada firme permite establecer un cierto coeficiente de seguridad que facilita la comparación entre secciones teóricamente equivalentes.

→ Se trata de un estudio teórico en que el firme se idealiza mediante una estructura estratificada multicapa, constituida por materiales elásticos, isótropos y homogéneos y sometida a una carga vertical. Los resultados tienen sin embargo una aplicación práctica, aunque, de acuerdo con las características del modelo, sólo de forma cualitativa.

Hay que señalar que el programa de cálculo utilizado, disponible en la Dirección General de Carreteras, data de hace ya algunos años, existiendo en la actualidad otros más desarrollados. Sin embargo, dado el objeto de este estudio, -

que pretende un análisis global del catálogo de firmes, se ha considerado que el modelo es suficiente.

→ La bibliografía recoge varias de las obras consultadas, muy útiles para todo el que desee realizar un estudio similar, o sólo específico de una sección estructural determinada.

Los autores quieren por último agradecer a J.M. Pérez - Recio y a V. Zorio su ayuda en la puesta a punto del programa y en el proceso de cálculo.

## 2. SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES SEGUN LA NORMA 6.1 IC (1975)

→ La Norma 6.1 IC "Firmes flexibles" (1975) se aplica actualmente en los estudios y proyectos de nuevas carreteras estatales.

⊗ Los factores fundamentales de dimensionamiento son el tráfico, la explanada y los materiales del firme. Se definen cuatro categorías de tráfico (de T1, tráfico pesado, a T4, tráfico ligero) en función del número acumulado de ejes equivalentes de 13t en el carril y periodo de proyecto, y tres categorías de explanada en función de su capacidad de soporte: E1 (CBR = 5 - 10), E2 (CBR = 10 - 20) y E3 (CBR = 20 +). Como materiales del firme sólo se han considerado los más utilizados en el momento de la redacción de la Norma y sus características son las definidas en el Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (3) y en las prescripciones adicionales de la propia Norma. Son los siguientes:

- mezclas bituminosas en caliente y en frio
- dobles tratamientos superficiales
- grava-cemento
- suelo-cemento
- zahorra artificial
- macadam
- subbase granular

⊗

En función del tipo de base considerada -granular, bitu  
minosa o de grava-cemento- se establecen 3 grupos de seccio-  
X nes estructurales. Dentro de cada uno de estos grupos y para  
las categorías de tráfico y explanada del caso que se trate,  
el Ingeniero proyectista dispone de una, dos y a veces hasta  
de tres soluciones alternativas en función del tipo de subba  
sc.

Para seguir con detalle este estudio, es recomendable -  
tener a mano la norma 6.1. IC. En el Anejo 1 se incluyen úni-  
camente las secciones estructurales y la definición de las -  
categorías de tráfico.

### 3. MODELO DE ESTRUCTURA Y PROGRAMA UTILIZADO PARA EL CALCULO DE TENSIONES Y DEFORMACIONES

#### MODELO

Cada estructura de firme es estudiada como un sistema - elástico multicapa, sometido a una carga circular vertical y uniformemente repartida, aplicada en la superficie del sistema (fig. 1).

#### Hipotesis

1) Las capas tienen un espesor uniforme, salvo la última - que es semiinfinita. 2) Todas las capas se extienden hasta el - infinito en un plano horizontal. 3) Se supone que están consti- tuidas por materiales elásticos, isótropos y homogéneos, por lo que quedan definidos por su correspondiente módulo de - elasticidad  $E$  (y) coeficiente de Poisson  $\nu$ .

4) Se supone que la superficie del sistema está libre de - esfuerzos tangenciales y que existe una <sup>b)</sup>adherencia perfecta entre capas, es decir, que en todas las superficies de separación de capas hay continuidad de deformaciones. 6) No se toma en consideración el peso propio de las capas.

#### PROGRAMA

Para el cálculo de tensiones y deformaciones se ha em- pleado el programa CHEV-5L, identificado como T-F-01 0004 Burmister en la Sección de Cálculo Mecanizado (4).

→ El máximo número de capas del programa es de cinco. La carga se define por el peso total y la presión uniforme de - contacto. Bajo esta carga vertical uniforme, el sistema - posee simetría cilíndrica, con el eje Z perpendicular a las capas y pasando por el centro de la carga. Cualquier punto - del sistema puede ser definido por la distancia horizontal R al eje Z, y la distancia vertical Z a la superficie.

> El programa permite calcular en cualquier punto las ten- siones  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$ ,  $\sigma_z + \sigma_r + \sigma_\theta$ ,  $\tau_{r\theta}$ , el desplazamiento vertical y las deformaciones  $\epsilon_r$ ,  $\epsilon_\theta$  y  $\gamma_{r\theta}$

La deformación  $\underline{\epsilon_z}$  puede calcularse a partir de la expresión:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} \left[ \sigma_z - \nu (\sigma_r + \sigma_\theta) \right]$$

→ En general se han calculado estos valores en los puntos del eje de la carga situados en las superficies de separación de capas, es decir, los puntos con valores extremos de tensiones y deformaciones.

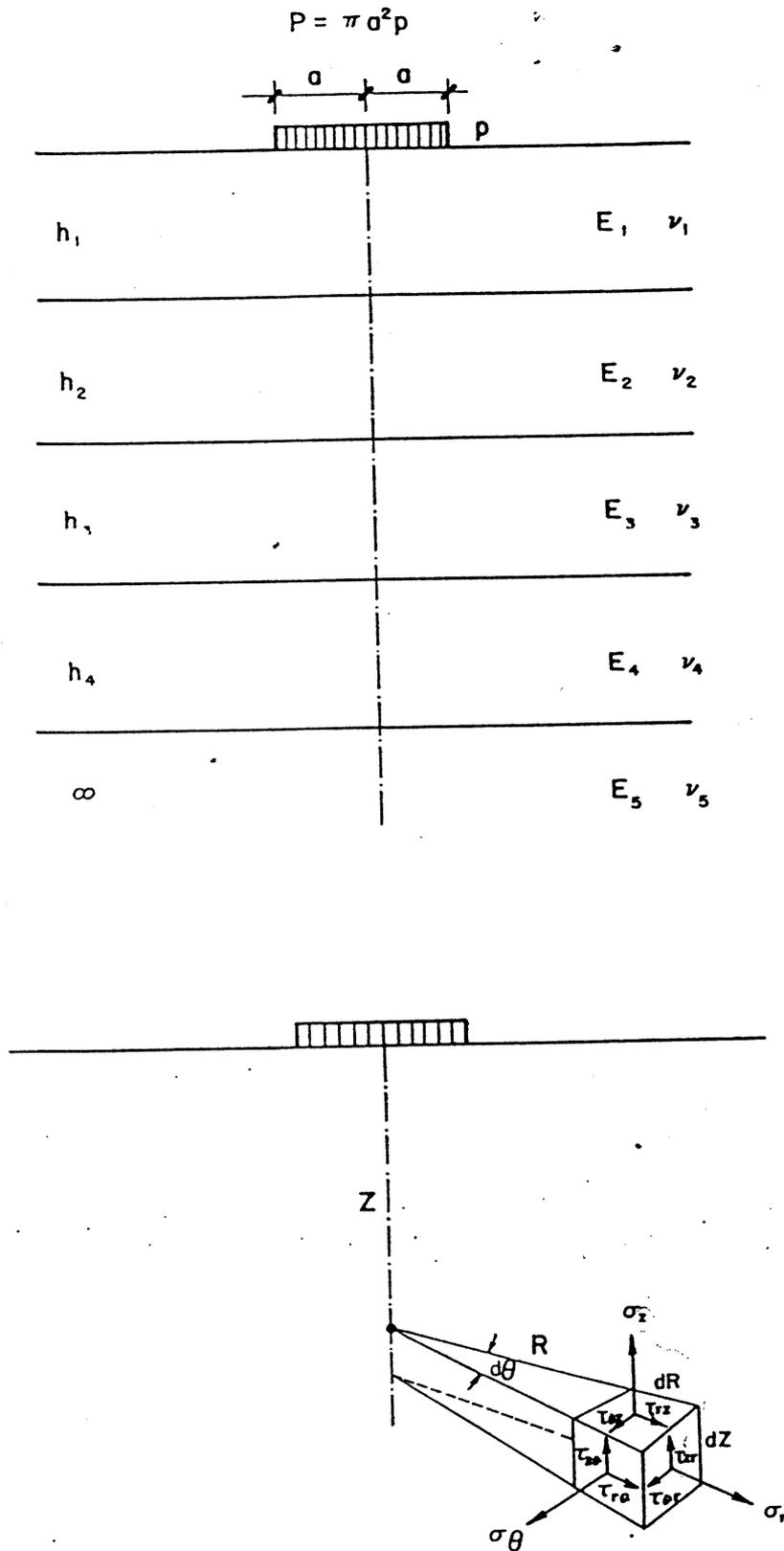


FIG. 1 . MODELO DE SISTEMA MULTICAPA

4. SOLICITACION CONSIDERADA

Se ha adoptado una carga  $P = 6,5 \text{ Mp}$ , correspondiente a la mitad del peso máximo autorizado para un eje simple, y una presión uniforme de contacto  $p = 9 \text{ kp/cm}^2$ , también igual al máximo legal. El radio de la superficie circular de aplicación de carga resulta ser  $a = 15,2 \text{ cm}$ .

No se han considerado los efectos de esfuerzo horizontal (frenado, aceleración, movimiento en curvas) por no permitirlo el programa. Puede admitirse que sus efectos en carreteras en campo abierto no serán acusados salvo en tramos localizados, interesando en todo caso al pavimento (5).

Así pues la carga real de un eje pesado de  $13 \text{ Mp}$ , constituido normalmente por dos pares de ruedas gemelas, es sustituida en el modelo por dos cargas circulares. Por la considerable distancia que media entre pares de ruedas gemelas en cada eje, no se tiene en cuenta la acción de una carga en el eje de la otra.

En el Anejo 3 se recoge un estudio comparativo de tensiones y deformaciones provocadas en la sección A-221 por la solicitud única antes descrita y por otra que intenta simular mejor la acción de un par de ruedas gemelas. Esta última hipótesis contempla dos cargas circulares de valor  $0,5 P$ , distanciadas  $2,5 a$  y con la misma presión uniformemente repartida  $p$ . Las mayores diferencias se observan en la primera capa de la estructura, en que la superposición de efectos de las dos cargas es todavía pequeña. La adopción de la solicitud única en este estudio se justifica por simplicidad de cálculo y por la adopción de una ley de fatiga para las capas bituminosas establecida para carga sencilla y ajustada luego a resultados reales (6).

1. Introducción
2. Suelos y materiales granulares
3. Mat. granulares estab. con cemento
4. Mezclas bituminosas.
5. Resumen.

## 5. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES

### 5.1 Introducción

La asignación de unos valores determinados de  $E$  y  $\nu$  para el material que constituye cada una de las capas del firme y la explanada es una de las etapas más delicadas del proceso de cálculo. En realidad a cada unidad de obra co - rresponde una gama de valores de cada parámetro.

### 5.2 Suelos y materiales granulares

Empezando por la explanada, se admite la relación empírica (7):

$$\otimes \boxed{E}$$

$$\boxed{E = 100(\text{CBR}) \text{ kp/cm}^2}$$

Para cada categoría de explanada se adopta el valor mí - nimo correspondiente al intervalo, es decir:

CBR: 3-10	E1	$E = 500 \text{ kp/cm}^2$	}
10-20	E2	$E = 1.000 \text{ kp/cm}^2$	
>20	E3	$E = 2.000 \text{ kp/cm}^2$	

Dentro de la categoría E3 no se han diferenciado las - explanadas estabilizadas con cemento de las constituidas - por suelos seleccionados de  $\text{CBR} \geq 20$ .

$\otimes \boxed{\nu}$  El coeficiente de Poisson suele oscilar entre 0,5 para suelos muy cohesivos y 0,3 para los granulares (8,9). Se - adapta un valor medio  $\nu = 0,4$ .

$$\nu = 0,4$$

$\otimes$  Como es sabido, tanto en los suelos como en los materia les granulares empleados en capas de firmes no existe una re lación lineal entre tensiones y deformaciones.

$\times$  El módulo de elasticidad es en general función de las - tensiones normales y esfuerzos cortantes, predominando éstos en los materiales con cohesión y las tensiones normales en - los materiales granulares.

X Este comportamiento elástico no lineal puede tener importancia sólo en firmes con pavimentos delgados, como los dobles tratamientos superficiales, ya que en estos casos el comportamiento general del firme viene muy condicionado por la base granular. Cuando se trata en cambio de un pavimento de mezcla bituminosa de un cierto espesor la influencia del comportamiento no lineal de los materiales granulares es pequeña y puede utilizarse la teoría elástica lineal para el análisis del firme (8).

CAPA GRANULARES  
E

Ensayos realizados in situ con técnicas de auscultación mediante la propagación de ondas superficiales indican que las capas granulares se comportan como si su módulo dependiera del módulo de elasticidad de la capa subyacente (7). En realidad el módulo de una capa va disminuyendo de la cara superior a la inferior de forma continua, no existiendo siquiera discontinuidad en la superficie de contacto con la capa inferior. La asignación de un valor medio constante para cada capa es una limitación de los modelos de cálculo, que consideran valores discretos.

X Es usual adoptar un valor  $E_{sup} = kE_{inf}$  (7,8) con  $k = 2$  para valores relativamente elevados de  $E_{inf}$  y  $k = 4$  para  $E_{inf}$  bajos. Por ello el módulo de la subbase granular se hace depender de la categoría de la explanada:

• 4,500  
+ 500

para E1	k = 3	$E_{sup} = 3 \cdot 500 = 1.500 \text{ kp/cm}^2$
para E2	k = 2,5	$E_{sup} = 2,5 \cdot 1.000 = 2.500 \text{ kp/cm}^2$
para E3	k = 2	$E_{sup} = 2 \cdot 2.000 = 4.000 \text{ kp/cm}^2$

Estos valores son aplicables también cuando se emplea una zahorra artificial como subbase.

Para las bases granulares el criterio seguido es similar.  
 Cuando se apoyan sobre una subbase granular resulta:

para E1             $k = 3$              $E = 3 \cdot 1.500 = 4.500 \text{ kp/cm}^2$

para E2             $k = 2,5$              $E = 2,5 \cdot 2.500 = 6.250 \text{ kp/cm}^2$

Quando la base granular se extiende directamente sobre la explanada

para E3             $k = 2,5$              $E = 2,5 \cdot 2.000 = 5.000 \text{ kp/cm}^2$

Para algunos autores (9), el valor k depende también del espesor h de la base según la relación:

$$k = 0,206 h^{0,45} \quad (h \text{ en mm})$$

Los valores obtenidos mediante esta expresión para los espesores de proyecto de estas capas (15-25 cm) son próximos al adoptado. El valor  $E = 5.000 \text{ kp/cm}^2$  es un compromiso aceptable.

Otras investigaciones relacionan el módulo de una capa granular con el estado tensional a que se ve sometida (10).

El coeficiente de Poisson de los materiales granulares - suele encontrarse en el intervalo 0,25 - 0,40, adoptándose para el cálculo (11, 12, 13) el valor  $\nu = 0,30$ .

### 5.3 Materiales granulares estabilizados con cemento

La adopción de unos módulos representativos de los materiales estabilizados con cemento, es decir, suelo-cemento y grava-cemento, requiere un análisis diferente. En principio - podría tomarse el módulo tangente en el origen a la curva - tensión-deformación o el módulo secante, siempre que las tensiones de trabajo no fueran superiores, por ejemplo, al 40% -

de la tensión de rotura. En muchas estructuras de firme, la capa estabilizada se ve sometida con frecuencia a tensiones superiores al 50% de la de rotura. Para estos valores resulta cada vez menos realista la hipótesis de elasticidad lineal, debiendo adoptarse unos valores reducidos del módulo de elasticidad aparente.

- ⊗ X En una primera etapa o fase estos materiales trabajan a flexión y están sometidos en la parte inferior de la capa a tracciones que, aún sin superar la resistencia a flexotracción del material, pueden provocar una microfisuración de la capa por fatiga. Estas condiciones conducen paulatina X mente a una segunda fase, con mayores deformaciones de tracción que sólo pueden explicarse con menores módulos de elasticidad (14), cada vez más próximos a los módulos de los mismos materiales sin cemento. De todos modos no parece X arriesgado asumir que un material estabilizado tenga incluso en estas condiciones una cierta cohesión, que puede traducirse teóricamente en una reducida resistencia a flexotracción.

- ⊗ X En función de la estructura considerada y la categoría de tráfico, que es el factor esencial del proceso de fatiga, se supone que la capa se mantiene durante el periodo de proyecto en la primera fase descrita, o bien que bajo las aplicaciones repetidas de carga se va fisurando progresivamente. La unicidad del tipo de sollicitación, correlativa a los ejes tipo de 13 Mp, es una simplificación discutible. En la realidad habrá cargas que contribuirán más o menos al proceso de fatiga y otras que no influirán. Dentro de estas X ciones generales puede añadirse por último que el comportamiento mecánico y en particular la fatiga de estos materiales son todavía poco conocidos (15, 16).

→ ⊗ El suelo-cemento se emplea como subbase en varias secciones con base bituminosa (grupo B) y con base de grava-cemento (grupo C), para categorías de tráfico T1, T2 y T3. En la categoría T4, su función es claramente de base.

- ⊗ X En obra, el módulo de elasticidad del suelo-cemento se le tiene un valor medio comprendido entre 10.000 y 40.000  $\text{kp/cm}^2$  dependiendo de muchos factores, entre ellos el tiempo de curado y el tráfico de obra. Los módulos medidos en laboratorio son en cambio mucho mayores, alcanzando hasta 200.000  $\text{kp/cm}^2$  en ensayos dinámicos que llegan a ser más de 10 veces superiores a los estáticos (17).

030

- X Por lo expuesto anteriormente, se adoptan para lo siguientes criterios relativos a los módulos de elasticidad:

$E = 15.000 \text{ kp/cm}^2$  para el suelo-cemento en secciones estructurales correspondientes a T1 y T2 así como en secciones C-312 y C-321 para T3, es decir, en las capas de subbase situadas bajo bases y pavimentos de suficiente rigidez, dado que tienen que hacer frente a un tráfico pesado o medio. Se trata de un valor tentativa, que sólo implica una fisuración moderada al final del periodo de proyecto en algunas zonas de la obra estabilizada.

$E = 4.000 \text{ kp/cm}^2$  para el suelo-cemento en secciones estructurales para la categoría de tráfico T3 (excepto en C-312 y C-321) y T4. A diferencia del caso anterior la capa de suelo-cemento se verá sometida a tensiones importantes, estando protegida únicamente por 5,8 cm de mezcla bituminosa. Se supone pues que a lo largo del periodo de proyecto la capa se irá fisurando para adoptar finalmente un comportamiento similar al de una capa normal.

⊗ En ambos casos se adopta un valor  $\nu = 0,3$ .

→ La grava-cemento es en general un material mucho más rígido, comparable en muchos casos al hormigón pobre utilizado en otros países (18). Haciendo unas consideraciones similares a las anteriores y teniendo en cuenta que los valores en obra suelen encontrarse dentro del intervalo

- X 40.000 - 120.000  $\text{kp/cm}^2$ , los criterios seguidos han sido los siguientes:

$E = 80.000 \text{ kp/cm}^2$  para las secciones del grupo C y tráfico T1, T2 ó T3 en que la base de grava-cemento se apoya en una subbase de suelo-cemento, con la consiguiente reducción de tensiones. En estas condiciones, y siempre que el estudio de la fatiga lo confirme, puede esperarse que la capa no agote su resistencia y se fisure durante el periodo de proyecto de forma general.

$E = 40.000 \text{ kp/cm}^2$  para las secciones destinadas a tráfico T1 ó T2 en que la subbase es de zahorra artificial o granular, de menor rigidez que el suelo-cemento o no existe. En estas condiciones puede esperarse una cierta fisuración.

$E = 10.000 \text{ kp/cm}^2$  para las secciones de T3 y T4 en que es probable una fisuración importante al no tener ni una protección suficiente del pavimento bituminoso (5 - 6 cm) ni un apoyo suficientemente rígido (no hay subbase de suelo cemento).

Como valor medio general para el coeficiente de Poisson de la grava-cemento se ha tomado el valor  $\nu = 0,25$ .

#### 5.4 Mezclas bituminosas

La rigidez de las mezclas bituminosas depende fundamentalmente de la temperatura de la mezcla, de la velocidad o frecuencia de aplicación de cargas y del tipo de mezcla.

Las temperaturas elevadas de verano pueden reducir enormemente el módulo de elasticidad de la mezcla, tratándose en todo caso de un valor ficticio pues el comportamiento de la mezcla ante sollicitaciones rápidas será aproximadamente viscoelástico. En estas condiciones extremas, el fallo que más preocupa es el de formación de roderas por deformación plástica. Se considera sin embargo que las roderas no se deben en general a un fallo estructural, sino a una insuficiente resistencia a la deformación de la mezcla. Este factor ha si

do tenido en cuenta en la 6.1 IC y en el PG-3, especificándose se mezclas más rígidas para climas más calurosos y sollicitaciones más severas, con lo que el factor clima queda en parte compensado. Manteniendo la hipótesis de la elasticidad, - interesa aquí sobre todo la mayor incidencia en la fatiga de las capas inferiores, sometidas a una sollicitación más intensa.

Otro aspecto es el del gradiente térmico que para un estudio tensional en un instante dado requeriría la subdivisión de cada capa bituminosa en otras varias de distinto módulo, desbordando las posibilidades del programa.

En invierno, con temperaturas bajas, la mezcla alcanza un módulo elevado y su comportamiento es prácticamente elástico. Esta rigidización de las capas bituminosas del firme - descarga tensionalmente a las capas inferiores al tiempo que aumenta considerablemente las tracciones en la mezcla.

En cuanto a la velocidad de aplicación de cargas, con una velocidad media de los vehículos pesados de 60 km/h y los espesores empleados de mezcla bituminosa resultan tiempos de carga de 0,01 a 0,02 segundos (50 a 100 Hz de frecuencia) (19).

$$\frac{60 \times 1000}{3600} \times 0,01 = \frac{60.000}{3,6} \cdot 0,01 = 17 \text{ cm.}$$

La caracterización mediante módulos diferentes de los distintos tipos de mezclas no puede hacerse todavía más que de forma aproximada, a pesar de las numerosas investigaciones realizadas hasta la fecha (20). El pequeño error que supone la elección de un módulo único para el cálculo de tensiones y deformaciones, justifica que con frecuencia se englobe a todos los materiales bituminosos en una sola capa, cuyas características vienen definidas por unos valores medios ponderados de E y  $\nu$  (8).

Como ejemplo del abanico de hipótesis se citan a continuación los valores del módulo de elasticidad utilizados por varios investigadores:

- Edwards y Valkering (6) proponen para el clima de Madrid y los espesores normales de la 6.1ª IC,  $E = 20.000 \text{ kp/cm}^2$ .
- Giannini y Camomilla (21) proponen para un estudio de una autopista del norte de Italia,  $E = 55.000 \text{ kp/cm}^2$ .
- Pichumani (22) da un cierto intervalo de variación y utiliza en un ejemplo el valor menor  $E = 12.000 \text{ kp/cm}^2$ .
- Tosticarelli y Zalazar (23) emplean en Argentina un valor  $E = 10.000 \text{ kp/cm}^2$ .
- Metcalf (24) midió en ensayos valores de  $E = 40.000 \text{ kp/cm}^2$  (49°C) y de  $E = 70.000 \text{ kp/cm}^2$  (9°C).
- Luwaert, Verstraeten y Veverka (25) atribuyen diferentes valores medios según la época del año:

$50.000 \text{ kp/cm}^2$  en verano  
 $100.000 \text{ kp/cm}^2$  en primavera-otoño  
 $250.000 \text{ kp/cm}^2$  en invierno

Estos valores son utilizados para el estudio de la fatiga de firmes en Bélgica.

- Moraldi (26) para estudios en Italia, adopta valores en invierno de  $60.000 \text{ kp/cm}^2$  o  $32.000 \text{ kp/cm}^2$ , según se trate de pavimento o base. Para el verano emplea en ambos casos  $10.000 \text{ kp/cm}^2$ .

Con los resultados de muchos ensayos en los que se ha tenido en cuenta no sólo la frecuencia de aplicación de cargas y la temperatura, sino propiedades de la mezcla tales como el porcentaje de huecos, la granulometría, el tipo y dosificación de ligante, el porcentaje de filler, etc, se han llegado a establecer relaciones para la estimación del módulo de elasticidad (27, 28, 29). Si se consideran algunos trabajos presentados al 3er. Congreso Internacional sobre dimensionamiento de firmes flexibles (Londres, 1972) y se calcula

el módulo complejo o de deformación de la mezcla para una velocidad de carga de 0,01 - 0,02 s ( $f = 50^2-100$  Hz) y las siguientes temperaturas medias españolas:

Máxima de verano	50° C
Media anual y primavera-otoño	20° C
Mínima de invierno	-3° C

resultan los siguientes valores en  $\text{kp/cm}^2$ :

Autor	Media anual		
	Verano	Primavera-Otoño	Invierno
Bonnot (30)	12.000	80.000	150.000
Brown y Pell(12)	20.000	80.000	130.000
Chomton y Valayer (27)	-	80.000	200.000
Dempwolff y Sommer (31)	10.000	50.000	100.000
Hofstra y Valkering(32)	4.000	60.000	200.000
Witczak (33)	10.000	70.000	140.000

Tras este análisis bibliográfico, es necesario adoptar unos valores concretos para el estudio tensional. Para las condiciones extremas se proponen los siguientes valores:

	<u>Verano</u>	<u>Invierno</u>
Pavimento (1ª y 2ª capa)	10.000 $\text{kp/cm}^2$	150.000 $\text{kp/cm}^2$
Base (3ª capa)	20.000 $\text{kp/cm}^2$	100.000 $\text{kp/cm}^2$

La menor variación de módulos de la eventual tercera capa bituminosa del firme corresponde a su menor oscilación térmica. Estos valores han sido utilizados en el Anejo 3 para el

cálculo de la sección A-211 en condiciones climáticas extremas.

⊗

X El estudio de la fatiga puede enfocarse de dos modos diferentes. El primer procedimiento sería asignar a la mezcla bituminosa tres módulos diferentes (verano, primavera-otoño e invierno) y estudiar por separado la fatiga parcial ocasionada en dichos periodos para sumar finalmente los efectos.

X Otro procedimiento de resultados similares consiste en adoptar un valor medio ponderado. Se ha seguido este último método con los siguientes valores numéricos:

$$E = 60.000 \text{ kp/cm}^2$$

a efectos del cálculo de la deformación a tracción en la parte inferior de la capa bituminosa y el consiguiente estudio de fatiga de esta capa.

$$E = 30.000 \text{ kp/cm}^2$$

a efectos del cálculo de la deformación vertical de la explanada, de las tracciones en los materiales estabilizados con cemento para el estudio de su fatiga y de las tensiones inducidas en capas granulares de base y subbase.

El criterio diferenciado responde a una postura ligeramente conservadora, justificada por la amplia gama de circunstancias que ha de englobar.

⊗

Por otra parte las investigaciones realizadas dan para el coeficiente de Poisson un valor que puede llegar a 0,5 para mezclas muy deformables y 0,25 para las más rígidas. En España podrían proponerse  $\nu = 0,40$  (verano) y  $\nu = 0,30$  (invierno). En las condiciones medias del estudio se ha supuesto  $\nu = 0,35$ .

⊗

Los dobles tratamientos superficiales podrían considerarse como mezclas bituminosas muy flexibles, pero dado su pequeño espesor, su aportación resistente al firme es tan reducida

que no justifica su estudio como capa independiente. Por ello en el cálculo se supone que tienen un espesor medio teórico de 2,5 cm, que se añade al de la base granular.

### 5.5 Resumen

En la Tabla 1 se recogen a modo de resumen los parámetros empleados en el estudio de la fatiga.

TABLA 1

PARAMETROS ELASTICOS SUPUESTOS EN EL ESTUDIO DE LA FATIGA DE LAS SECCIONES ESTRUCTURALES

MATERIAL	CONDICIONES	E (kp/cm <sup>2</sup> )	$\nu$
Mezcla bituminosa	PARA EL ESTUDIO DE LA FATIGA DE LA CAPA BITUMINOSA	60.000	0,35
	PARA EL ESTUDIO DE LA FATIGA DE LA EXPLANADA O DE LAS CAPAS ESTABILIZADAS CON CEMENTO Y PARA EL CALCULO DE LAS TENSIONES EN CAPAS GRANULARES DE BASE Y SUBBASE	30.000	0,35
Grava-cemento	SOBRE CAPA ESTABILIZADA CON CEMENTO	80.000	0,25
	SOBRE SUBBASE GRANULAR O DE ZAHORRA ARTIFICIAL Y TRAFICO PESADO O MEDIO ALTO	40.000	0,25
	SIN SUBBASE DE SUELO-CEMENTO Y TRAFICO MEDIO BAJO O LIGERO	10.000	0,25
Suelo-cemento	EN CAPAS DE SUBBASE PARA TRAFICO PESADO O MEDIO, BAJO BASES BITUMINOSAS O DE GRAVA-CEMENTO	15.000	0,30
	RESTANTES CASOS PARA TRAFICO MEDIO BAJO O LIGERO.	4.000	0,30
Base granular	EXPLANADA E 1	4.500	0,30
	E 2	6.250	0,30
	E 3	5.000	0,30
Subbase granular y zahorra artificial en subbase	E 1	1.500	0,30
	E 2	2.500	0,30
	E 3	4.000	0,30
Explanada	E 1	500	0,40
	E 2	1.000	0,40
	E 3	2.000	0,40

*Handwritten notes:*  
 \* 3000  
 20

6. ESTUDIO DE LA FATIGA DE LCS FIRMES6.1 Introducción

Suele designarse por fatiga al proceso de fisuración de un material bajo una sollicitación repetida que provoca tensiones y deformaciones inferiores a las de rotura. Este concepto se extiende también en este estudio a la acumulación de pequeñas deformaciones irreversibles en la explanada, que pueden dar lugar a unas roderas en superficie, muy diferentes en todo caso a las debidas a la deformación plástica de las mezclas bituminosas. A pesar de que este último tipo de fallo está también relacionado con la repetición de cargas, más que un fallo estructural suele deberse a una resistencia insuficiente a la deformación de la mezcla bituminosa, por lo que no se considera aquí.

Así pues se estudian a continuación (fig. 2):

1. Las deformaciones radiales de tracción en la cara inferior de las mezclas bituminosas, para evaluar la resistencia a la fatiga de estas capas.
2. Las tensiones radiales de tracción en la cara inferior de las capas de grava-cemento y suelo-cemento, para estimar su resistencia a la fisuración por fatiga.
3. Las deformaciones verticales de compresión en la superficie de la explanada, que puedan provocar un fallo por deformación remanente acumulada excesiva.
4. El estado tensional en la cara inferior de las capas granulares, para prever el peligro de descompactaciones locales.

- 1- Introducción
- 2- Fatiga de las capas de M.B
- 3- Fatiga de las capas de Suelo-cem
- 4- Fatiga de la explanada
- 5- Tensiones en las capas granulo.

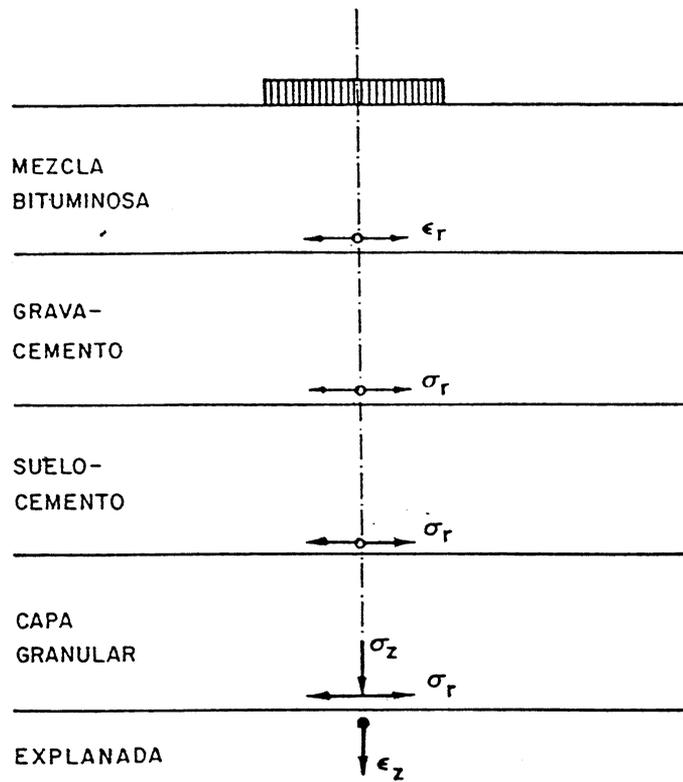


FIG.2. ESQUEMA DE TENSIONES Y DEFORMACIONES CALCULADAS EN LAS DIFERENTES CAPAS.

## 6.2 Fatiga de las capas de mezcla bituminosa

Las deformaciones unitarias radiales en la cara inferior del conjunto de capas bituminosas suelen aumentar ligeramente con la rigidez de la mezcla hasta un cierto espesor, a partir del cual disminuyen. La rigidez de la mezcla incide así en la resistencia a la fatiga, de forma que a mayor rigidez, menor es la durabilidad de las capas de pequeño espesor ( $\leq 5$  cm) (11). En las estructuras consideradas existe una compensación de este efecto debido a que la categoría de tráfico influye directamente en el espesor y también la rigidez de las mezclas a través de las prescripciones del Pliego (3) y de la 6.1 IC(1).

Las leyes de fatiga que se aplican a las mezclas bituminosas se basan generalmente en ensayos repetidos realizados en laboratorio sobre probetas solicitadas a flexotracción que es el estado tensional más aproximado al real (34). En algunos estudios estas leyes se ajustan posteriormente con arreglo a los resultados obtenidos en secciones experimentales.

Así, por ejemplo, de ensayos de flexión bajo tensión sinusoidal controlada (35) se obtiene una ley de fatiga con la siguiente forma general:

$$\sigma_r = M \cdot N^{-a}$$

siendo

- $\sigma_r$  la máxima tensión impuesta
- N número de ciclos que provocan la rotura
- M coeficiente que depende de la mezcla considerada de la frecuencia f de la sollicitación y de la temperatura T de ensayo.
- a coeficiente empírico

Si se estudia una mezcla determinada en diferentes condiciones de temperatura T y frecuencia f, y si se dividen para cada par de valores (T,f) los miembros de la anterior relación por el módulo de elasticidad complejo  $|E^*(T,f)|$  de la mezcla, determinado al comienzo y en las mismas condiciones que el ensayo de fatiga, resulta:

$$\frac{\sigma_r}{|E^*|} = \epsilon_r = K \cdot N^{-a}$$

donde  $\epsilon_r$  es la deformación unitaria inicial y  $K = \frac{M}{|E^*|}$

es prácticamente independiente de la frecuencia y de la temperatura, y función solamente de la composición de la mezcla y de las características del ligante.

De lo anterior se concluye que si una carga P produce una deformación radial máxima  $\epsilon_r$  en una capa de mezcla bituminosa, el número N de aplicaciones de la carga P que inicia una fisuración de dicha mezcla por fatiga será

$$N = G \cdot \epsilon_r^{-n}$$

siendo G y n factores empíricos que dependen de la mezcla, definida en general por su módulo.

La ley de fatiga se puede expresar también en la forma

$$\log \epsilon_r = \log K - a \log N$$

que en papel logaritmico queda representada por una recta. - Para las mezclas bituminosas normales, las hipérbolas de confianza a nivel del 95% son prácticamente rectas paralelas a la anterior. Para un valor de N determinado, las ordenadas de estas rectas corresponden a  $\log 0,8 \epsilon_r$  y  $\log 1,25 \epsilon_r$ , siendo el coeficiente de correlación superior a 0,93 (34).

En la figura 3 se han representado las leyes consideradas:

- Verstraeten (34): 
$$\varepsilon_r = B \cdot \frac{V_L}{V_L + v} \cdot \left(\frac{N}{10^6}\right)^{-0,21}$$

siendo B : coeficiente que depende del tipo de betún  
 $V_L$  : % de betún en volumen en la mezcla compactada  
 $v$  : % de huecos en la mezcla compactada

Para las mezclas belgas obtuvo

$$\varepsilon_r = 1,6 \cdot 10^{-3} N^{-0,21} \quad (E = 100.000 \text{ kp/cm}^2)$$

a partir de ensayos sobre ménsulas trapezoidales solicitadas en su extremo no empotrado por una carga sinusoidal.

- Heukelom y Klomp (7):

$$\boxed{\varepsilon_r = 2,3 \cdot 10^{-3} N^{-0,20}} \quad (E = 63.000 \text{ kp/cm}^2)$$

Esta ley se obtuvo tras los primeros ensayos realizados para el estudio de la fatiga, basados en el ensayo AASHO y en pruebas en pista circular.

- Brown y Pell (12):

$$N = 3,8 \cdot 10^{-10} \left(\frac{1}{\varepsilon_r}\right)^{3,8} \quad (E = 70.000 \text{ kp/cm}^2)$$

Basada en ensayos de laboratorio con probetas en ménsula y carga sinusoidal.

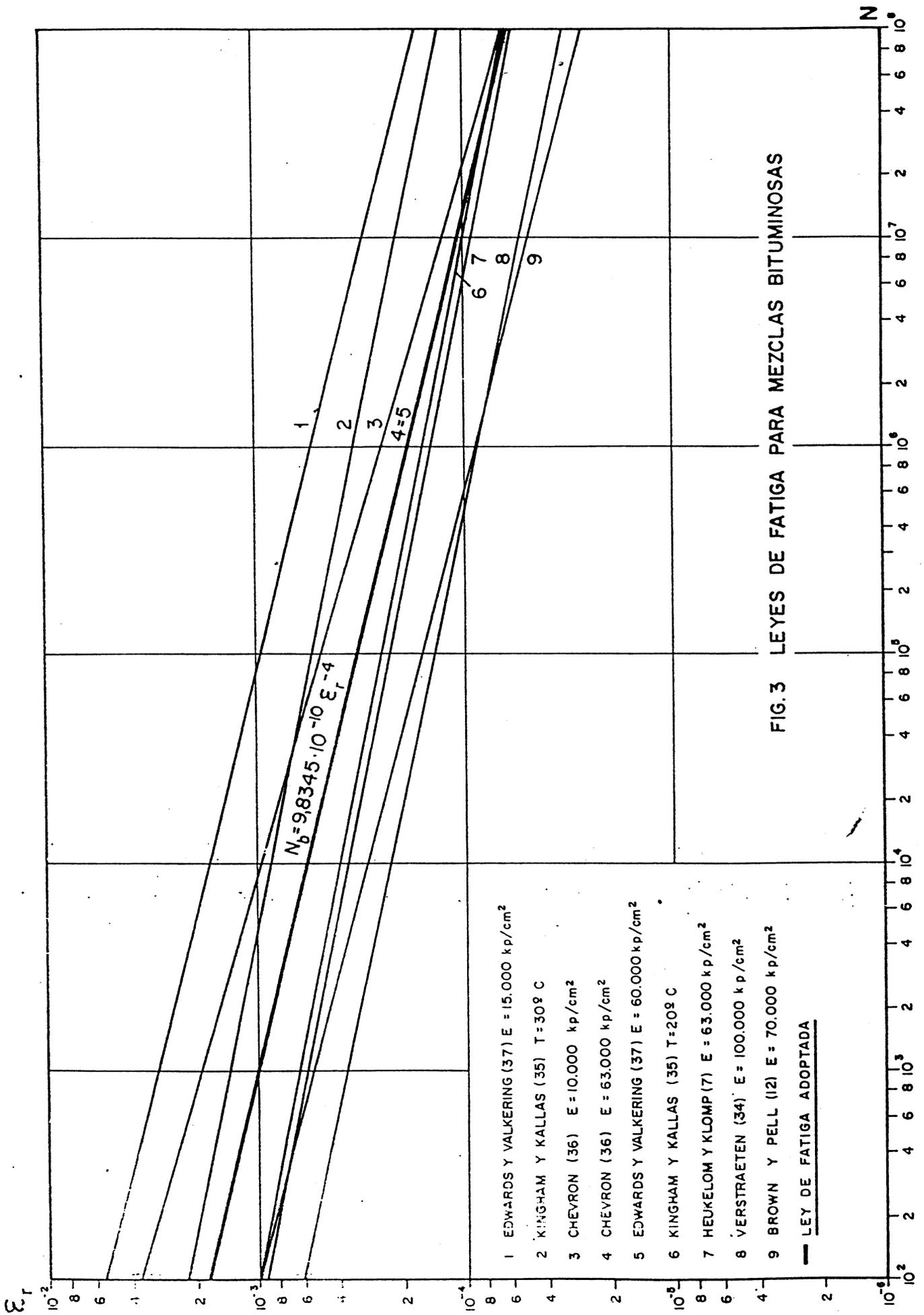


FIG.3 LEYES DE FATIGA PARA MEZCLAS BITUMINOSAS

- Chevron Research Co. (36):

Las leyes representadas en la figura 3 son para mezclas de grava-emulsión con 5% de huecos.

- Edwards y Valkering (37):

$$\varepsilon_r = K \cdot N^{-0,25}$$

siendo  $K = 1,7 \cdot 10^{-2}$  para  $E = 15.000 \text{ kp/cm}^2$

$K = 5,6 \cdot 10^{-3}$  para  $E = 60.000 \text{ kp/cm}^2$

- Kingham y Kallas (35) y Kingham (38):

Han establecido unas leyes basadas en el ensayo AASHO que dependen de la temperatura y que han sido calibradas mediante ensayos en pista circular de secciones estructurales totalmente asfálticas. Se han representado las leyes correspondientes a 30° y 20° C.

→ Se decidió adoptar la ley propuesta por Edwards y Valkering (37), que ha sido también empleada en el método de dimensionamiento de firmes de la Shell, similar al seguido en el presente estudio. Se trata de una ley contrastada en secciones sometidas a cargas reales con rueda sencilla, y no con gemelas como las de Verstraeten, Brown y Pell, etc. Con el módulo de elasticidad de  $E = 60.000 \text{ kp/cm}^2$ , utilizado para el estudio de la fatiga de las capas bituminosas, resulta:

$$N_b = 9,8345 \cdot 10^{-10} \varepsilon_r^{-4}$$

### 6.3 Fatiga de las capas de grava-cemento y de suelo-cemento

→ Los ensayos de fatiga a flexo-tracción realizados con estos materiales son todavía insuficientes (39) y por ello es frecuente que las hipótesis de cálculo se basen en los resultados obtenidos con hormigón. Cuando la relación entre

la máxima tracción provocada por una carga y la resistencia a flexotracción es igual o inferior a 0,5 puede admitirse que el hormigón soportará un número indefinido de aplicaciones de dicha carga, siempre superior a  $10^6$  (40). Cuando la relación indicada es superior a 0,5, el número de aplicaciones es limitado y disminuye al aumentar la relación.

A falta de otros datos, en este estudio se admite que la grava-cemento y el suelo-cemento utilizados en las estructuras de firme de la 6.1 IC tienen unas resistencias a flexotracción de 16 y 8  $\text{kp/cm}^2$  respectivamente. Mientras la tensión radial de tracción en la cara inferior de la capa no supere la mitad de los valores indicados, se supone que dicha capa no estará sujeta a daños por fatiga. Cuando este valor es superado, se supone que se inicia una fisuración que provoca una disminución del módulo de elasticidad aparente de la capa, tal como se explicó en el apartado 5, reduciéndose las tracciones provocadas por las cargas hasta unos valores tolerables. Se trata pues de una acomodación tensional en la estructura hasta alcanzar un estado de equilibrio, no siendo aún posible describir el proceso en función del tiempo o del número de aplicación de cargas.

#### 6.4 Fatiga de la explanada

Las leyes de fatiga que se aplican se basan en general en los resultados del ensayo AASHO (13). Establecen una relación entre el número de aplicaciones de la sollicitación tipo que redujo el índice de servicio al nivel mínimo admisible en las secciones experimentales con fallo debido a la explanada, con el cálculo teórico de la deformación vertical en la superficie de la explanada de cada sección. La deformación vertical  $\epsilon_z$  producida por una cierta carga está así <sup>relacionada</sup> seleccionada empíricamente en el número N de aplicaciones de dicha carga que producen el fallo de la explanada por deformación nuevamente acumulada por leyes del tipo:

$$\epsilon_z = c \cdot N^{-d}$$

siendo c y d coeficientes empíricos.

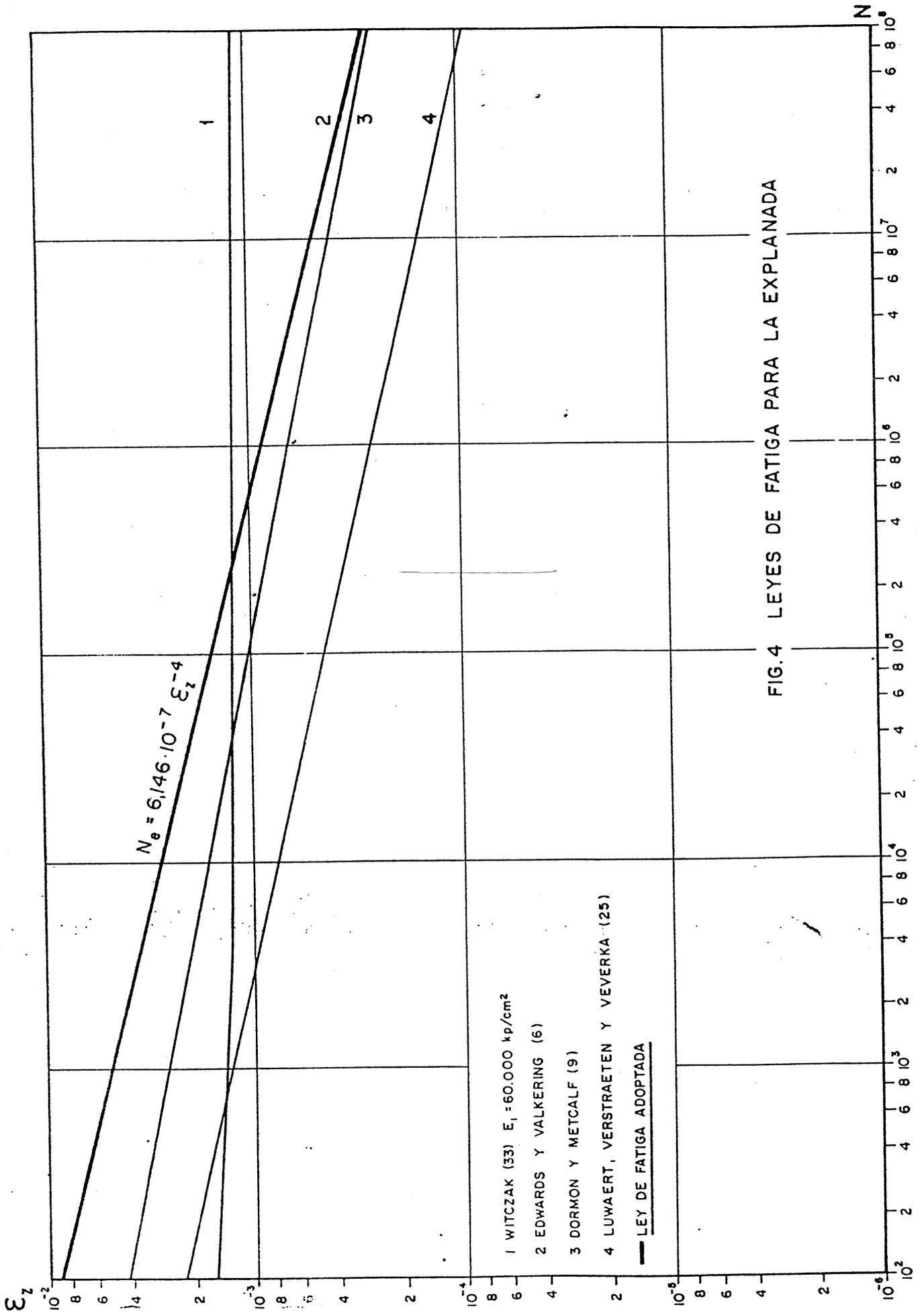
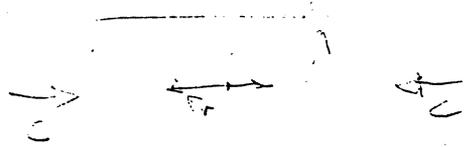


FIG.4 LEYES DE FATIGA PARA LA EXPLANADA

la presión de confinamiento y  $q$  a la presión debida al peso propio de los materiales situados por encima del plano horizontal considerado, se deberá cumplir para que no haya descompactación:

$$\sigma_r \leq - \left[ K (\sigma_z + q) + c \right]$$



siendo  $K$  el coeficiente de rozamiento interno del material.

Despreciando  $c$ , podría también suponerse que

$$K = \frac{-\sigma_r}{\sigma_z + q} = \tan \phi$$

es el valor mínimo de la tangente del ángulo de rozamiento interno necesario para que no se produzcan tracciones excesivas en la parte inferior del material. Para el cálculo puede adoptarse un valor medio  $q = - 2,2 \cdot 10^{-3}h$ , siendo  $h$  la profundidad en cm del punto estudiado.

## 7. RESULTADOS

### 7.1 Presentación de los resultados

En las Tablas 2, 3 y 4, se recogen los principales valores numéricos obtenidos del cálculo. En el Anejo 2 se da como ejemplo el listado de resultados correspondientes a la sección B-212.

Los valores contenidos en las Tablas 2, 3 y 4 son los siguientes:

1. Designación de la sección estructural según la 6.1 IC
2. Número de capas del modelo de cálculo
3. Número de cada capa según su posición en el modelo
4. Máxima deformación radial  $\varepsilon_r$  de tracción (+) en la cara inferior del conjunto de capas de mezcla bituminosa, así como el número acumulado  $N_b$  de cargas tipo que provocan el fallo del firme por fatiga de la mezcla bituminosa.
5. Máxima tracción radial  $\sigma_r$  en la cara inferior de las capas de grava-cemento y de suelo-cemento, así como el cociente  $\sigma_r / \sigma_{fl}$  entre este valor y la resistencia a flexotracción supuesta del material. Puede observarse que este cociente es inferior o próximo a 0,5 indicando que la capa puede resistir un número indefinido o muy elevado de aplicaciones de carga. Cuando en la columna correspondiente aparece el símbolo  $*$ , significa que las tracciones radiales han llegado a fisurar en un cierto grado al material durante el periodo de proyecto, por lo que el cálculo definitivo se ha realizado con un módulo reducido. Los valores de  $\sigma_r$  así obtenidos son inferiores a  $0,5 \sigma_{fl}$ , pero el valor  $\sigma_r / \sigma_{fl}$  no es tan significativo como en el caso anterior.

TABLA 2 SECCIONES ESTRUCTURALES CON BASE GRANULAR (GRUPO A)  
RESULTADOS DEL CALCULO

SECCION	Nº DE CAPAS DEL MODELO	MEZCLA BITUMINOSA			BASE GRANULAR			SUBBASE GRANULAR			EXPLANADA			f	CALIFICACION			
		CAPA n°	$E_r$ ( $\cdot 10^{-4}$ )	$N_b$ ( $\cdot 10^6$ )	CAPA n°	$\sigma_r$ kp/cm <sup>2</sup>	K	CAPA n°	$\sigma_r$ kp/cm <sup>2</sup>	K	CAPA n°	$E_r$ ( $\cdot 10^{-4}$ )	$N_b$ ( $\cdot 10^6$ )					
A-211	4	1	2,2	0,5	2	-0,88	1,57	1,65	3	-0,28	0,42	1,03	4	-6,0	4,6	1	0,88-0,96	L1
A-221	4	1	1,8	1,0	2	-0,99	1,34	1,45	3	-0,47	0,54	0,94	4	-5,1	8,6	1	0,91-1,02	L1
A-231	3	1	1,9	0,7	2	-1,16	1,17	0,95	-	-	-	-	3	-5,8	5,3	1	0,88-0,99	L1
A-311	4	1	2,7	0,2	2	-1,20	2,18	1,73	3	-0,41	0,61	1,18	4	-8,7	1,0	1	0,90-1,08	L1
A-312	3	-	-	-	1	-1,76	2,60	1,42	2	-0,37	0,77	1,15	3	-11,0	0,4	3	0,94-1,13	C
A-321	4	1	2,0	0,6	2	-1,37	1,95	1,36	3	-0,60	0,88	0,98	4	-6,3	3,8	1	0,98-1,18	C
A-322	3	-	-	-	1	-1,87	2,22	1,15	2	-0,79	0,82	0,93	3	-8,0	1,5	3	1,05-1,26	LS
A-331	3	1	2,4	0,3	2	-1,58	1,57	0,95	-	-	-	-	3	-7,9	1,6	1	0,93-1,12	C
A-332	2	-	-	-	1	-2,18	1,93	0,86	-	-	-	-	2	-10,0	0,5	2	0,97-1,16	C
A-411	4	1	2,8	0,15	2	-2,20	3,34	1,49	3	-0,63	0,91	1,27	4	-13,0	0,20	1	1,06-1,30	LS
A-412	3	-	-	-	1	-2,42	3,17	1,28	2	-0,71	0,95	1,18	3	-14,0	0,14	3	1,06-1,29	LS
A-421	4	1	1,9	0,70	2	-2,43	2,88	1,16	3	-0,93	1,02	1,01	4	-9,6	0,72	1	1,20-1,46	LS
A-422	3	-	-	-	1	-2,56	2,68	1,03	2	-1,00	1,02	0,94	3	-10,0	0,60	3	1,18-1,44	LS
A-431	3	1	2,4	0,30	2	-2,73	2,49	0,90	-	-	-	-	3	-13,0	0,20	3	1,08-1,32	LS
A-432	2	-	-	-	1	-2,92	2,42	0,82	-	-	-	-	2	-14,0	0,18	2	1,07-1,31	LS

TABLA 3 SECCIONES ESTRUCTURALES CON BASE BITUMINOSA (GRUPO B)  
RESULTADOS DEL CALCULO

SECCION	Nº DE CAPAS DEL MODELO		MEZCLA BITUMINOSA		SUELO-CEMENTO		SUBBASE GRANULAR				EXPLANADA				CAPA CRITICA	f	CALIFICACION
	CAPA n.º	$\epsilon_r$ (10 <sup>-4</sup> )	N <sub>b</sub> (0,5)	CAPA n.º	$\sigma_r$ kp/cm <sup>2</sup>	$\sigma_r/\sigma_{Ti}$	CAPA n.º	$\sigma_r$ kp/cm <sup>2</sup>	K	CAPA n.º	$\epsilon_r$ (10 <sup>-4</sup> )	N <sub>e</sub> (10 <sup>6</sup> )	CAPA n.º	$\epsilon_r$ (10 <sup>-4</sup> )			
B-111	3	1,3	4	2	—	—	2	-0,25	0,32	0,88	3	-5,0	9,7	1	0,94-1,00	L1	
B-112	4	0,8	3,0	2	3,16	0,39	3	-0,19	0,25	0,92	4	-3,8	30,0	1-4	1,07-1,13	S	
B-113	3	0,7	4,5	2	2,46	0,31	—	—	—	—	3	-3,1	63,0	1	1,09-1,16	S	
B-121	3	1,1	7	—	—	—	2	-0,45	0,45	0,84	3	-4,5	15,0	1	0,98-1,04	C	
B-122	3	0,8	3,2	2	3,05	0,38	—	—	—	—	3	-3,8	29,0	3	1,07-1,13	S	
B-123	2	1,0	1,2	—	—	—	—	—	—	—	2	-5,1	9,4	2	1,00-1,06	C	
B-131	2	1,1	9	—	—	—	—	—	—	—	2	-4,8	10,0	1	0,99-1,05	C	
B-211	3	1,8	1,0	—	—	—	2	-0,35	0,44	1,12	3	-6,9	2,8	1	0,91-1,02	L1	
B-212	4	1,0	1,2,0	2	4,10	0,51	3	-0,24	0,32	1,04	4	-4,9	11,0	2	1,06-1,19	S	
B-213	3	0,8	2,0	2	3,10	0,39	—	—	—	—	3	-3,9	25,0	3	1,12-1,25	S	
B-221	3	1,5	1,8	—	—	—	2	-0,62	0,61	0,91	3	-6,2	4,2	1	0,95-1,06	C	
B-222	3	1,0	1,4,0	2	3,97	0,50	—	—	—	—	3	-5,0	9,5	3	1,06-1,18	S	
B-223	2	1,4	3,0	—	—	—	—	—	—	—	2	-7,0	2,6	2	0,98-1,08	C	
B-231	2	1,5	1,8	—	—	—	—	—	—	—	2	-6,7	3,1	1	0,95-1,06	C	
B-311	3	2,7	0,20	—	—	—	2	-0,58	0,72	1,17	3	-11,0	0,36	1	0,90-1,08	L1	
B-312	4	2,3	0,40	2	1,75	*	3	-0,43	0,63	1,28	4	-9,1	0,89	2	0,98-1,14	C <sup>N</sup>	
B-313	3	2,4	0,34	2	2,34	*	—	—	—	—	3	-11,0	0,38	2	0,94-1,13	C	
B-321	3	2,3	0,40	—	—	—	2	-0,90	0,87	0,93	3	-8,9	0,97	1	0,95-1,14	C	
B-322	3	2,3	0,40	2	1,86	*	—	—	—	—	3	-10,0	0,60	2	0,95-1,14	C	
B-323	2	2,0	0,60	—	—	—	—	—	—	—	2	-10,0	0,60	1-2	0,98-1,18	C	
B-331	2	2,2	0,50	—	—	—	—	—	—	—	2	-9,7	0,69	1	0,97-1,16	C	
B-411	3	4,1	0,04	—	—	—	2	-0,92	1,15	1,22	3	-18	0,06	1	0,94-1,15	C	
B-412	3	3,1	0,11	2	3,81	*	—	—	—	—	3	-17	0,07	2	1,00-1,22	C	
B-421	3	3,3	0,09	—	—	—	2	-1,42	1,35	0,93	3	-14	0,16	1	1,02-1,24	L.S	
B-422	3	3,2	0,10	2	2,88	*	—	—	—	—	3	-16	0,10	2	1,02-1,25	C	
B-423	2	3,5	0,07	—	—	—	—	—	—	—	2	-17	0,07	1-2	0,98-1,20	C	
B-431	2	3,3	0,09	—	—	—	—	—	—	—	2	-15	0,11	1	1,02-1,24	L.S	

\* La capa estabilizada con cemento se fisura durante el periodo de proyecto, calculándose  $\sigma_r$  con un módulo reducido

RESULTADOS DEL CALCULO

SECCION	Nº DE CAPAS DEL MODELO		MEZCLA BITUMINOSA*		GRAVA-CEMENTO		SUELO-CEMENTO		SUBBASE GRANULAR o ZAH. ART.				EXPLANADA			f	CALIFICACION		
	CAPA n°	E <sub>r</sub> (·10 <sup>-4</sup> )	N <sub>b</sub> (·10 <sup>6</sup> )	CAPA n°	σ <sub>r</sub> kp/cm <sup>2</sup>	σ <sub>r</sub> /σ <sub>II</sub>	CAPA n°	σ <sub>r</sub> kp/cm <sup>2</sup>	σ <sub>r</sub> /σ <sub>II</sub>	CAPA n°	σ <sub>r</sub> kp/cm <sup>2</sup>	σ <sub>r</sub> kp/cm <sup>2</sup>	K	CAPA n°	ε <sub>r</sub> (·10 <sup>-4</sup> )			N <sub>s</sub> (·10 <sup>6</sup> )	
C-111	5	1	0,07	100+	2	5,33	0,33	3	1,61	0,20	4	-0,11	0,13	0,59	5	-2,1	100+	1,22-1,29	S
C-112	4	1	0,06	100+	2	4,33	0,28	3	1,44	0,18	-	-	-	-	4	-1,9	100+	1,23-1,31	S
C-113	5	1	0,06	100+	2	7,97	*	-	-	-	3	-0,13	0,13	0,01	4	-2,3	100+	1,19-1,26	C
C-121	4	1	0,08	100+	2	5,08	0,32	3	1,50	0,19	-	-	-	-	4	-1,9	100+	1,23-1,31	S
C-122	4	1	0,08	100+	2	7,87	*	-	-	-	3	-0,23	0,19	0,64	4	-2,1	100+	1,21-1,28	C
C-131	4	1	0,08	100+	2	5,70	0,36	3	1,17	0,15	-	-	-	-	4	-1,8	100+	1,26-1,34	S
C-132	4	1	0,09	100+	2	6,59	*	-	-	-	3	-0,33	0,21	0,51	4	-1,6	100+	1,28-1,36	C
C-211	4	1	0,29	100+	2	7,57	*	-	-	-	3	-0,17	0,15	0,85	4	-3,8	29	1,12-1,26	C
C-212	4	1	0,01	100+	2	6,12	0,30	3	2,09	0,26	-	-	-	-	4	-2,7	100+	1,21-1,36	S
C-221	4	1	0,02	100+	2	6,51	0,41	3	2,02	0,25	-	-	-	-	4	-2,6	100+	1,23-1,38	S
C-222	4	1	0,35	100+	2	7,59	*	-	-	-	3	-0,38	0,36	0,93	4	-3,7	32	1,13-1,27	C
C-231	3	1	0,36	100+	2	6,30	*	-	-	-	-	-	-	-	3	-3,8	29	1,12-1,26	C
C-311	4	1	1,20	6	2	5,00	*	-	-	-	3	-0,41	0,58	1,25	4	-8,5	1,2	1,03-1,24	C
C-312	4	1	0,36	100+	2	7,96	0,47	3	2,74	0,34	-	-	-	-	4	-3,5	40	1,29-1,55	S
C-321	4	1	0,35	100+	2	8,18	0,51	3	2,70	0,34	-	-	-	-	4	-3,4	44	1,30-1,56	S
C-322	4	1	1,20	6	2	4,20	*	-	-	-	3	-0,76	0,83	1,03	4	-7,9	1,6	1,05-1,26	C
C-331	3	1	1,31	5	2	4,32	*	-	-	-	-	-	-	-	3	-10,9	0,5	0,97-1,16	C
C-411	4	1	0,98	13,0	2	8,60	*	-	-	-	3	-0,61	0,84	1,29	4	-13	0,29	1,11-1,35	C
C-412	4	1	3,10	0,1	-	-	-	2	3,17	*	3	-0,78	1,13	1,37	4	-16	0,09	1,01-1,23	C
C-421	3	1	0,88	20,0	2	5,16	*	-	-	-	-	-	-	-	3	-11	0,46	1,16-1,41	C
C-422	3	1	3,00	0,1	-	-	-	2	2,97	*	-	-	-	-	3	-16	0,09	1,02-1,24	C
C-431	3	1	1,10	9,0	2	4,64	*	-	-	-	-	-	-	-	3	-10	0,51	1,17-1,43	C
C-432	3	1	3,00	0,1	-	-	-	2	1,93	*	-	-	-	-	3	-14	0,16	1,06-1,30	C

\* La capa estabilizada con cemento se fisura durante el periodo de proyecto, calculándose σ<sub>r</sub> con un módulo reducido.

6. Máxima tensión vertical  $\sigma_z$  de compresión (-) y máxima tensión radial  $\sigma_r$  de tracción (+) en la cara inferior de las capas granulares del firme: base granular, subbase granular o subbase de zahorra artificial. Se ha calculado también el valor de K, equivalente a la tangente del ángulo de rozamiento interno del material en el caso de equilibrio.
7. Máxima deformación unitaria vertical  $\epsilon_z$  de compresión (-) en la superficie de la explanada, así como el número acumulado  $N_e$  de cargas tipo que provocan el fallo del firme por deformación permanente de la explanada.
8. Capa crítica, o más propiamente, primera capa que falla del firme. En este sentido conviene recordar que aunque se anote la fisuración de una capa de grava-cemento o suelo-cemento como primer fallo estructural, no tiene el mismo sentido ni las consecuencias que origina la fatiga de las capas bituminosas o de la explanada.
9. Coeficiente de seguridad  $f$  respecto a las capas del tráfico. Es un intento de valorar numéricamente la capacidad de las diferentes secciones estructurales para soportar el tráfico previsto, permitiendo así la comparación entre secciones equivalentes y su calificación.

Por definición

$$f = \frac{\log N_{\min}}{\log N_i}$$

siendo

- $N$ : número acumulado de ejes equivalentes de 13 Mp
- $N_{\min}$ :  $N$  que produce el fallo de la estructura por fatiga de las mezclas bituminosas o de la explanada, o sea el menor de los dos valores  $N_b$  y  $N_e$
- $N_i$ :  $N$  correspondientes a la categoría de tráfico  $T_i$  utilizada para el proyecto de la estructura.

La razón de emplear el logaritmo del número de aplicaciones estriba en que la relación entre el espesor del firme y su resistencia a las cargas es de tipo exponencial.

Se adjudican a cada sección dos valores de  $f$ , mínimo y máximo, resultado de emplear en el denominador respectivamente el valor máximo o mínimo del número expresado de ejes equivalentes correspondientes a  $T_i$  durante el periodo de proyecto. Por ejemplo, para  $T_1$  serían  $10^7$  y  $4 \cdot 10^6$  aplicaciones de carga.

Los valores  $f$  atribuidos a las secciones con  $\times$  son sólo nominales, puesto que se ha producido ya la fisuración de una capa estabilizada con cemento.

10. Calificación de la sección estructural como:

I infradimensionada, si  $f_{\max} < 1$

LI ligeramente infradimensionada, si:

$$f_{\max} \geq 1, \text{ pero } \frac{f_{\max} - f_{\min}}{2} < 1$$

LS ligeramente sobredimensionada, si:

$$f_{\min} > 1 \quad \text{y} \quad f_{\max} \leq g_i$$

S sobredimensionada, si  $f_{\min} > g_i$

$$\text{siendo } g_i = \frac{\log (N_{i-1})_{\max}}{\log (N_i)_{\max}}$$

De las categorías de tráfico de la 6.1 IC, se obtiene con  $g_1 = g_2$ :

<u>i</u>	<u>g<sub>i</sub></u>
1	1,06
2	1,06
3	1,12
4	1,20

C correctamente dimensionada, si no ha sido calificada antes de otro modo. Se considera que también pertenecen a este grupo las secciones con capas estabilizadas con cemento que experimentan una cierta fisuración.

Esta calificación es por supuesto discutible dado además que el cálculo se ha realizado con el valor mínimo de la capacidad de soporte para cada categoría de explanada.

En realidad a cada sección del catálogo corresponde un rectángulo de valores posibles en el plano (CBR-N), dado que se considera adecuada para los diferentes valores de CBR y de N dentro de los intervalos correspondientes a las categorías de explanada y tráfico. Si se calcula para diferentes valores de CBR el número de aplicaciones N del eje tipo de 13 Mp que provocan el fallo de la sección por fatiga de las capas bituminosas o de la explanada, se obtienen unas curvas hiperbólicas que en papel logarítmico son asimilables a rectas. La curva crítica (valor mínimo de N para un CBR dado) limita teóricamente las zonas de infra de las de sobredimensionamiento. En la fig. 5 se ha hecho este estudio para algunas secciones del catálogo.

## 7.2 Análisis de los resultados

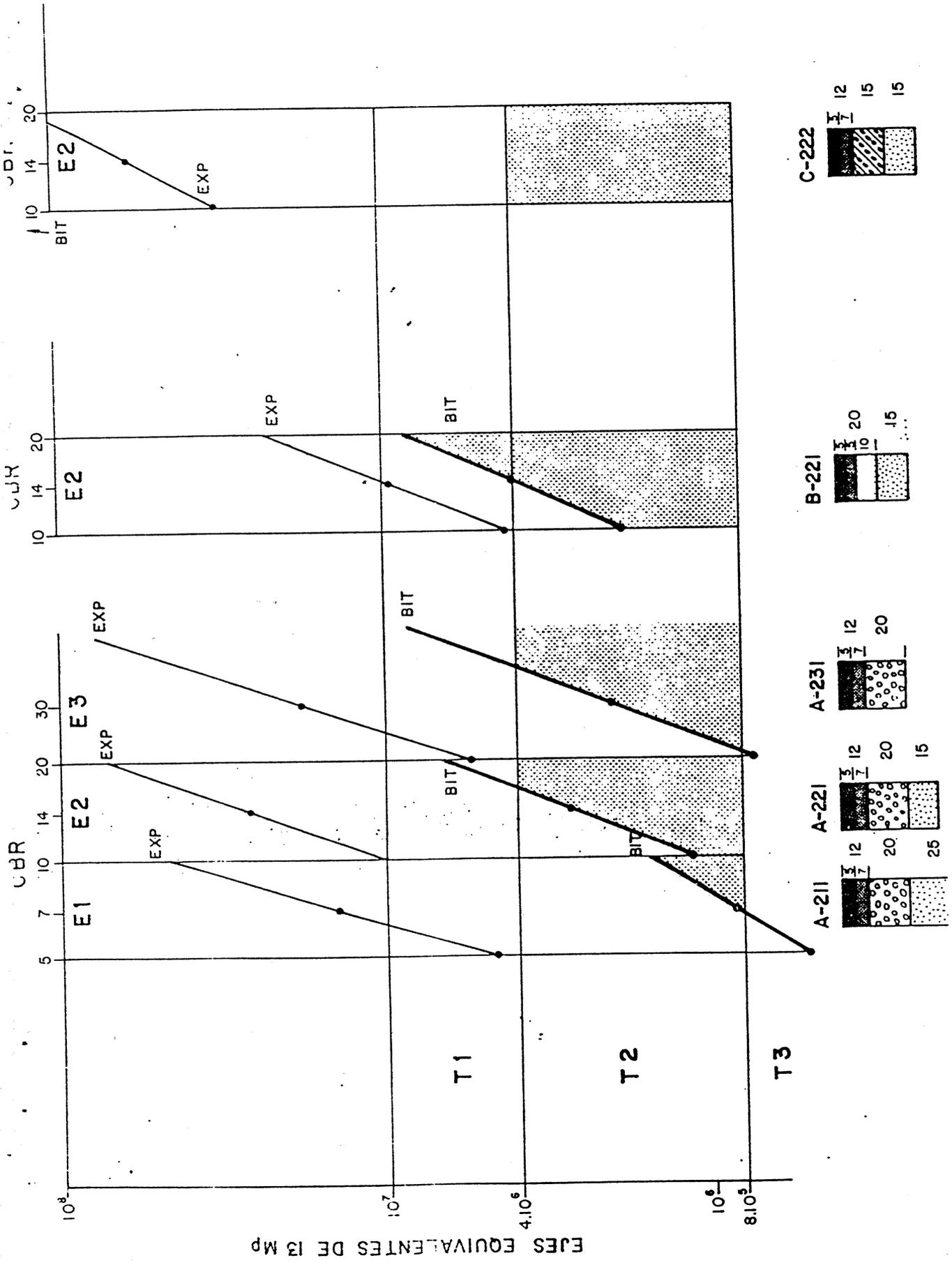
El examen se hará por grupos estructurales.

### Grupo A. Secciones con base granular (15 secciones)

Las tres secciones del catálogo para tráfico T2 (A-211, A-221 y A-231), resultan infradimensionadas. El espesor de mezcla bituminosa parece insuficiente para soportar el tráfico previsto. Es sin embargo preferible reforzar anticipadamente en caso necesario, que aumentar inicialmente el espe-

FIG.5 RESISTENCIA A LA FATIGA DE VARIAS SECCIONES ESTRUCTURALES EN FUNCION DEL TRAFICO Y DE LA EXPLANADA.

LA ZONA DE SEGURIDAD  SE SITUA POR DEBAJO DE LAS CURVAS:  
 — FATIGA DE LA EXPLANADA  
 — FATIGA DE LA CAPA DE MEZCLA BITUMINOSA



sor del pavimento.

Las secciones para la categoría T3 son en general muy ajustadas y correctas.

Las secciones para la categoría T4 están ligeramente sobredimensionadas. Ello se debe a que los espesores de las capas corresponden en muchos casos a mínimos constructivos.

Las tensiones obtenidas en la cara inferior de las capas granulares parecen a veces algo elevadas y lo mismo ocurre con muchos de los valores hallados para K. En estudios de laboratorio los valores admisibles para K suelen estar comprendidos entre 0,5 y 1, con valores crecientes con la relación de módulos de las capas en contacto (7). En la práctica sin embargo no se conocen fallos por descompactación de firmes bien contruidos con estructuras similares a las del catálogo.

#### Grupo B. Secciones con base bituminosa (27 secciones)

Las secciones B-111, B-211 y B-311, con un conjunto de capas bituminosas sobre subbase granular y explanada E1, están ligeramente infradimensionadas. Tampoco aquí parece recomendable aumentar más el espesor de las capas bituminosas o de la subbase granular.

La subbase de suelo-cemento es muy eficaz en reducir las deformaciones críticas en las capas bituminosas y en la explanada. Por ello algunas secciones para tráfico T1 y T2 aparecen como sobredimensionadas. En las secciones B-113 y B-213 podría posiblemente reducirse algo el espesor de la capa de suelo-cemento y de la base bituminosa. En las restantes secciones sobredimensionadas sólo podría entrar en consideración el espesor de la base bituminosa.

Con tráfico T3 y T4, los recubrimientos bituminosos son ya menores y, si la subbase de suelo-cemento es muy rígida, llega a fisurarse durante el periodo de proyecto para terminar comportándose como una subbase granular.

Prescindiendo del suelo-cemento que en algunas secciones aparece como capa crítica precisamente por su capacidad resistente, puede observarse que las capas bituminosas suelen fallar antes que la explanada, aún cuando ambas tienen una resistencia a la fatiga similar.

Como era de esperar las subbases granulares bajo bases bituminosas o capas de suelo-cemento están menos solicitadas que bajo bases granulares.

### Grupo C. Secciones con base de grava-cemento (23 secciones)

Este grupo contiene las secciones relativamente más resistentes a la fatiga y ello se debe en general tanto a la rigidez de las capas estabilizadas con cemento como a los espesores fijados por consideraciones constructivas. Pueden distinguirse dos subgrupos:

1. Secciones con subbase de suelo-cemento.- La grava-cemento no llega a fisurarse al no superar la máxima tracción radial  $\sigma_r$  la mitad de la resistencia a flexotracción del material. Estas secciones aparecen como sobredimensionadas con un amplio margen de seguridad. Las secciones C-111, C-112, C-121 y C-131 pueden también recomendarse para tráfico muy pesados, superiores a T1. Las mezclas bituminosas y la explanada no tienen en estas secciones ningún problema de fatiga.

La eventual reducción de espesores en las capas de estos firmes está muy limitada. Las capas bituminosas tienen como función esencial (para T1 y T2) el evitar que las grietas de retracción puedan reflejarse en superficie y constituir un punto débil de iniciación de erosiones y degradaciones. Por ello sólo una larga experiencia en zonas climáticas favorables con mezclas de grava-cemento de retracción normal o baja, puede justificar una ligera disminución de espesores en las secciones para T1. En estas secciones podría también disminuirse algo el espesor de las capas de grava-cemento o suelo-cemento siempre que se considere posible constructivamente.

2. Secciones con una sola capa estabilizada con cemento.- Si se realiza el cálculo con un módulo elevado de la capa de grava-cemento o suelo-cemento resultan tracciones radiales que provocan una cierta fisuración de la capa, con un reajuste de tensiones y módulos hasta alcanzar un estado final de equilibrio con  $\sigma_r$  admisibles. Así, por ejemplo, si se calcula la sección C-411 con un  $E_2 = 80.000 \text{ kp/cm}^2$  aparecen tracciones superiores a  $25 \text{ kp/cm}^2$ . Con un módulo  $E_2 = 40.000 \text{ kp/cm}^2$  las tracciones son ya del orden de  $14 \text{ kp/cm}^2$  valor aún excesivo que puede provocar una cierta fisuración de la capa. Un módulo final  $E_2 = 10.000 \text{ kp/cm}^2$  que ya supone una fisuración apreciable reduce las tracciones a  $\sigma_r = 6,6 \text{ kp/cm}^2$  que ya es un valor admisible. El grado de fisuración esperado y tolerado es muy diferente para las secciones de tráfico pesado (T1, T2) y ligero (T3, T4). En todo caso no es posible todavía predecir el fenómeno con una aproximación suficiente.

La capa tratada con cemento es la principal responsable de la resistencia del firme, por lo que se concentran en ella unas tracciones importantes. Los coeficientes  $f$  son en este caso ficticios y parecen únicamente asegurar que la explanada puede soportar las deformaciones impuestas. Por todo ello las secciones deben calificarse como correctamente dimensionadas, salvo que la experiencia indique otra cosa en el futuro.

El pavimento bituminoso de los firmes del grupo C no tiene problemas de fatiga. Sus eventuales fallos hay que buscarlos más bien en roderas por deformación plástica de las mezclas bituminosas o evolución desfavorable de las grietas de reflexión en pavimentos delgados (T3, T4).

Del estudio también resalta el interés de desarrollar mezclas de grava-cemento de elevada resistencia a flexo-tracción y un módulo E moderado.

Por último puede observarse que las capas granulares de subbase suelen trabajar en estas secciones de forma favorable.

## 8. CONCLUSIONES

El análisis de tensiones y deformaciones y el estudio de la fatiga de las 65 secciones estructurales de firmes flexibles de la Norma 6.1 IC parece indicar que 2 de las secciones están infradimensionadas, 14 sobredimensionadas y las restantes 49 están correctamente dimensionadas para la explanada y el tráfico supuestos, o bien ligeramente infra o sobredimensionadas. Estos resultados son globalmente satisfactorios y confirman la validez del catalogo de firmes.

Las secciones infradimensionadas tienen base granular o bituminosa y un espesor de mezcla bituminosa aparentemente insuficiente para el tráfico esperado.

Las secciones sobredimensionadas tienen base de grava-cemento o bituminosa con subbase de suelo-cemento y ponen de manifiesto la elevada capacidad de soporte de estas subbases. Algunas de estas secciones son recomendables para su empleo con tráficos muy pesados, no contemplados en el catálogo.

Los resultados obtenidos en este estudio constituyen una información adicional sobre las características resistentes de las secciones y permiten la comparación estructural entre secciones equivalentes. Sin embargo no debe olvidarse que se trata de un análisis fundamentalmente cualitativo, por lo que una manipulación de detalle de los valores numéricos obtenidos puede conducir a conclusiones erróneas. Tanto el modelo elástico de cálculo como la sollicitación y los parámetros medios elegidos para definir las distintas capas tienen limitaciones evidentes respecto a la realidad de cada caso concreto.

El estudio del comportamiento de los firmes reales en tramos normales y experimentales, así como el ensayo dinámico repetido de los materiales empleados en el laboratorio permitirán en el futuro ajustar las hipótesis admitidas en este trabajo.

9. BIBLIOGRAFIA

1. Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales  
Norma 6.1 IC "Firmes flexibles". Instrucción de carreteras. M.O.P. 1975
2. Ciclo de conferencias sobre la nueva normativa española de firmes de carreteras. Asociación Española Permanente de los Congresos de Carreteras. Madrid. 1976.
3. Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales.  
"Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes" PG-3 M.O.P. 1975.
4. Pérez Recio, J.M. Cálculo de firmes. Sistema de firmes. Dirección General de Carreteras. M.O.P. 1976.
5. Valkering, C.P.  
"Effets of multiple wheel systems and horizontal surface loads on pavements structures"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres, 1972.
6. Edwards, J.M. y Valkering, C.P.  
"Structural design of asphalt pavements for road vehicles: The influence of high temperatures".  
Highway and Road Construction. Feb. 1974.
7. Heukelom, W. y Klomp, A.J.G.  
"Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction"  
Proc. of the Int. Conf. on Struct. Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor 1962.
8. Pell, P.S. y Brown, S.F.  
"The Characteristics of Materials for the design of flexible Pavement Structures"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements, Londres 1972.

9. Dormon, G.M. y Metcalf, C.T.  
"Design curves for flexible pavements based on layered system theory"  
Highway Research Record nº 71. 1965
10. Hicks, R.G. y Monismith, C.C.  
"Prediction of the resilient response of pavements containing granular layers using non-linear elastic theory"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres. 1972.
11. Freeme, C.R. y Otte, E.  
"Discusiones preparadas para la II Sesión."  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres 1972.
12. Brown, S.F. y Pell, P.S.  
"A fundamental structural design procedure for flexible pavements"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres 1972.
13. The AASHO Road Test.  
Highway Research Board Special Report 61.E, 1962
14. Portland Cement Association  
"Thickness design of soil-cement pavements for heavy industrial vehicles", 1975
15. Bofinger, H.E.  
"The measurement of the tensile properties of soil-cement"  
Road Research Laboratory Report LR 365, 1970.
16. Bonnot, J y Blondeau, P.  
"Influence des conditions de compactage et de la granularité sur la résistance des graves-ciment"  
Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers nº 37  
Mayo-Abril 1969

17. Mitchell, J.K. y Chih-Kang-Shen  
"Soil-cement properties determined by repeated loading in relation to bases for flexible pavements".  
Proc. of the Second Int. Cont. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor 1967.
18. Kraemer, C.  
"Estabilizaciones con cemento, suelo-cemento y grava-cemento" en "Nuevas tendencias en pavimentos de carreteras" Asociación Española de la Carretera, Madrid, 1972.
19. Brown, S.F.  
"Determination of Young's modules for bituminous materials in pavement design"  
Highway Research Record nº 431. 1970.
20. Verstraeten, J.  
"Propriétés mécaniques des matériaux routiers"  
A.I.P.C.R. Congreso de Méjico, 1975. Comité Técnico de firmes flexibles. 3er. informe, 1ª parte.
21. Giannini, F y Camomilla, G.  
"Considerazioni sulle possibilità di riduzione della sovrastruttura dell'autostrada Udine-Carnia"  
Autostrade. Febrero 1975.
22. Pichumani  
"Applications of computer codes to the analysis of flexible pavements"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres, 1972.
23. Tosticarelli, J y Zalazar, L.M.  
"Control of design of pavements through elastic layers methods using real dynamic modulus values"  
Proc. of the Second Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor 1967

24. Metcalf, C.T.  
"Field Measurements of dynamic elastic moduli of materials in flexible pavement structures"  
Proc. of the Second Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor 1967
25. Luwaert, G. Verstraeten, J y Veverka, V.  
"Methode pratique pour le dimensionnement des chaussées a revêtement hydrocarboné"  
Rapport S-C.T. DIM 4.2 Centre de Recherches Routières Belgica.
26. Moraldi, G.  
"Méthodes modernes de dimensionnement des chaussées - d'aéroport"  
Route et traffic. Junio 1975.
27. Chomton, G y Valayer, P.J.  
"Applied rheology of asphalt mixes - Practical application"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of asphalt Pavements. Londres, 1972.
28. Marek, C.R. y Dempsey, B.J.  
"A model utilising climatic factors for determining stresses and deflections in flexible pavement systems"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres, 1972.
29. Heukelom, W y Klomp, A.J.G.  
"Road design and dynamic loading"  
Proceeding AAPT. 1964
30. Bonnot, J.  
"Assessing the properties of materials for the structural design of pavements"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres, 1972.

31. Dempwolff, R. y Sommer, P.  
"Comparison between measured and calculated stresses and strains in flexible road structures"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements. Londres, 1972
32. Hofstra, A y Valkering, C.P.  
"The modulus of asphalt layers at high temperatures: comparison of laboratory measurements under simulated traffic conditions with theory"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements. Londres, 1972.
33. Witczak, M.W.  
"Design of full-depth asphalt airfield pavements"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres, 1972.
34. Verstraeten, J.  
"Loi de fatigue des mélanges bitumineux"  
Rapport de recherche 161 (1973) Centre de Recherches Routières. Belgica.
35. Kingham, R.I. y Kallas, B.F.  
"Laboratory fatigue and its relationship to pavements performance"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements. Londres, 1972.
36. Chevron Research Co.  
"Bitumuls Mix Manual"  
Chevron Asphalt Co. San Francisco, 1974
37. Edwards, J.M. y Valkering, C.P.  
"Structural design of asphalt pavements for heavy aircraft"  
Shell Reprint 1970.

38. Kingham, R.I.  
"Failure criteria developed from AASHO test data"  
Proc. of the Third Int. Conf. on the Struct. Design of  
Asphalt Pavements. Londres, 1972.
39. Pretorious, P.C. y Monismith, C.L.  
"Fatigue crack formation and propagation in pavements  
containing soil-cement bases"  
H.R. Record nº 407, 1972
40. Packard, R.G.  
"Design of concrete airport pavements"  
P.C.A. Engineering Bulletin, Skokie, Illinois, 1973.

A N E J O 1Catálogo de estructuras de firme de la Norma 6.1 ICCategorías de tráfico

Categorías de tráfico	Designación	Número acumulado de ejes equivalentes de 13 t(130 kN) en el carril y periodo de proyecto
T1	Pesado	$4 \cdot 10^6 - 10^7$
T2	Medio alto	$8 \cdot 10^5 - 4 \cdot 10^6$
T3	Medio bajo	$8 \cdot 10^4 - 8 \cdot 10^5$
T4	Ligero	$10^4 - 8 \cdot 10^4$

Fig.3 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES

GRUPO A : SECCIONES CON BASE GRANULAR

6.1 IC

E 1	E 2	E 3				
			T1			
<p>A-211</p> <p>3 7 12</p>	<p>A-221</p> <p>3 7 20</p>	<p>A-231</p> <p>3 7 20</p>	T2			
<p>A-311</p> <p>8 20 20</p>	<p>A-312 DTS</p> <p>8 25 20</p>	<p>A-321</p> <p>8 20 15</p>	<p>A-322 DTS</p> <p>8 25 15</p>	<p>A-331</p> <p>8 20 20</p>	<p>A-332 DTS</p> <p>8 25 20</p>	T3
<p>A-411</p> <p>5 15 20</p>	<p>A-412 DTS</p> <p>5 20 20</p>	<p>A-421</p> <p>5 15 15</p>	<p>A-422 DTS</p> <p>5 20 15</p>	<p>A-431</p> <p>5 15 20</p>	<p>A-432 DTS</p> <p>5 20 20</p>	T4

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)	
			CAPA DE RODADURA		DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)
			CAPA INTERMEDIA		BASE GRANULAR (3.3.9)
					SUBBASE GRANULAR (3.3.10)

En las secciones con doble tratamiento superficial (DTS) la base será de macadam.

Fig.4 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES

GRUPO B : SECCIONES CON BASE BITUMINOSA

6.1 IC

E 1			E 2			E 3		
  	  						T1	
  	  						T2	
  	  						T3	
 	  						T4	

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curada.

Espesores en centímetros.

MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)				
SIMBOLOGIA		CAPA DE RODADURA		SUELO-CEMENTO (3.3.8)
		CAPA INTERMEDIA		SUBBASE GRANULAR (3.3.10)
		CAPA DE BASE		

Fig.5 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES  
GRUPO C : SECCIONES CON BASE DE GRAVA-CEMENTO

6.1 IC

E 1	E 2	E 3	
<p>C-111</p> <p>C-112</p> <p>C-113</p>	<p>C-121</p> <p>C-122</p>	<p>C-131</p> <p>C-132</p> <p>(*)</p>	T1
<p>C-211</p> <p>C-212</p>	<p>C-221</p> <p>C-222</p>	<p>C-231</p> <p>18 (**)</p>	T2
<p>C-311</p> <p>C-312</p>	<p>C-321</p> <p>C-322</p>	<p>C-331</p> <p>18 (**)</p>	T3
<p>C-411</p> <p>C-412</p>	<p>C-421</p> <p>C-422</p>	<p>C-431</p> <p>C-432</p>	T4

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado.

Espesores en centímetros.

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)	
	CAPA DE RODADURA		GRAVA-CEMENTO (3.3.7)
	CAPA INTERMEDIA		SUELO-CEMENTO (3.3.8)
			ZAHORRA ARTIFICIAL (3.3.9)
			SUBBASE GRANULAR (3.3.10)

(\*) Si la explanada está estabilizada con cemento en 15 cm de profundidad se podrá suprimir la subbase, aumentando en este caso el espesor de la base a 20 cm.

(\*\*) 15 cm con explanada estabilizada con cemento.

A N E J O 2Ejemplo de listado de resultados según el programa utilizado

A título de ejemplo se adjuntan los listados correspondientes a la sección B-212 según el programa "T-F-01 0004 Burmister" de la Sección de Cálculo Mecanizado.

La sección está constituida por

18 cm de mezcla bituminosa (capa 1)

15 cm de suelo-cemento (capa 2)

15 cm de subbase granular (capa 3)

explanada (capa 4)

Es necesario emplear unidades inglesas para la magnitud, presión y radio de la carga, módulo de elasticidad, espesor y coordenadas del punto en que se calculan las tensiones y deformaciones.

Por columnas aparecen los siguientes valores:

R Distancia radial al eje de la carga en pulgadas

Z Cota del punto respecto a la superficie en pulgadas. Cuando se trate de una superficie de contacto entre capas los valores negativos indican que se refieren a la capa superior y los positivos a la inferior.

$\sigma_z/p$  : tensión vertical relativa

$\sigma_\theta/p$  : tensión tangencial relativa

$\sigma_r/p$  : tensión radial relativa

$\tau_{r\theta}/p$  : tensión cortante relativa

$(\sigma_z + \sigma_\theta + \sigma_r)/p$ : suma relativa de tensiones

$\delta/p$  : corrimiento vertical relativo en pulgadas

- $\epsilon_{r/p}$  : deformación radial relativa
- $\epsilon_{\theta/p}$  : deformación tangencial relativa
- $\gamma_{r\theta/p}$  : deformación angular relativa

THE PROBLEM PARAMETERS ARE

TOTAL LOAD.. 14330.00 LBS  
 TIRE PRESSURE.. 128.00 PSI  
 LOAD RADIUS.. 5.97 IN.

LAYER 1 HAS MODULUS 853200. POISSONS RATIO 0.350 AND THICKNESS 4.0 IN.  
 LAYER 2 HAS MODULUS 853200. POISSONS RATIO 0.350 AND THICKNESS 3.2 IN.  
 LAYER 3 HAS MODULUS 213300. POISSONS RATIO 0.300 AND THICKNESS 6.0 IN.  
 LAYER 4 HAS MODULUS 21330. POISSONS RATIO 0.300 AND THICKNESS 6.0 IN.  
 LAYER 5 HAS MODULUS 7110. POISSONS RATIO 0.400 AND IS SEMI-INFINITE.

R	Z	S T R E S S E S					D I S P L A C E M E N T			S T R A I N S		
		V E R T I C A L	T A N G E N T I A L	R A D I A L	S H E A R	B U L K	V E R T I C A L	R A D I A L	T A N G E N T I A L	S H E A R	S L O P E	
0.0	0.0	-1.000E 00	-1.887E 00	-1.887E 00	C.0	-4.775E 00	1.776E-04	-1.028E-06	-1.028E-06	-1.028E-06	C.0	
0.0	-4.0	-6.527E-01	-1.880E-01	-1.880E-01	0.0	-1.029E 00	1.767E-04	1.245E-07	1.245E-07	1.245E-07	C.0	
0.0	4.0	-6.527E-01	-1.880E-01	-1.880E-01	0.0	-1.029E 00	1.767E-04	1.245E-07	1.245E-07	1.245E-07	C.0	
0.0	-7.2	-2.514E-01	8.953E-01	8.953E-01	C.0	1.539E 00	1.742E-04	7.852E-07	7.852E-07	7.852E-07	C.0	
0.0	7.2	-2.514E-01	1.315E-01	1.315E-01	0.0	1.157E-02	1.742E-04	7.852E-07	7.852E-07	7.852E-07	C.0	
0.0	-13.2	-4.024E-02	3.688E-01	3.688E-01	0.0	6.973E-01	1.670E-04	1.267E-06	1.267E-06	1.267E-06	C.0	
0.0	13.2	-4.024E-02	2.136E-02	2.136E-02	0.0	2.478E-03	1.670E-04	1.267E-06	1.267E-06	1.267E-06	C.0	
0.0	-19.2	-2.153E-02	2.914E-02	2.914E-02	0.0	3.674E-02	1.549E-04	1.259E-06	1.259E-06	1.259E-06	C.0	
0.0	19.2	-2.153E-02	5.640E-04	5.640E-04	0.0	-2.041E-02	1.549E-04	1.259E-06	1.259E-06	1.259E-06	C.0	
5.3	0.0	-1.002E 00	-1.768E 00	-1.696E 00	-4.060E-09	-4.465E 00	1.715E-04	-8.514E-07	-9.655E-07	-9.655E-07	-5.117E-06SLC	
5.3	-4.0	-3.834E-01	-1.258E-01	-1.552E-01	-3.616E-01	-7.045E-01	1.710E-04	-1.992E-08	8.996E-08	8.996E-08	4.768E-07	
5.3	4.0	-3.834E-01	-1.258E-01	-1.552E-01	-3.616E-01	-7.044E-01	1.710E-04	-1.992E-08	8.996E-08	8.996E-08	4.768E-07	
5.3	-7.2	-1.612E-01	7.113E-01	5.714E-01	-1.318E-01	1.121E 00	1.694E-04	4.441E-07	6.694E-07	6.694E-07	3.526E-06	
5.3	7.2	-1.612E-01	1.181E-01	8.178E-02	-1.318E-01	3.862E-02	1.694E-04	4.441E-07	6.694E-07	6.694E-07	3.526E-06	
5.3	-13.2	-3.465E-02	3.305E-01	3.022E-01	-1.201E-02	5.981E-01	1.638E-04	1.001E-06	1.173E-06	1.173E-06	6.217E-06	
5.3	13.2	-3.465E-02	1.968E-02	1.686E-02	-1.201E-02	1.894E-03	1.638E-04	1.001E-06	1.173E-06	1.173E-06	6.217E-06	
5.3	-19.2	-2.037E-02	2.736E-02	2.573E-02	-2.973E-03	3.272E-02	1.528E-04	1.108E-06	1.207E-06	1.207E-06	6.357E-06	
5.3	19.2	-2.037E-02	3.910E-04	-1.112E-04	-2.973E-03	-2.009E-02	1.528E-04	1.108E-06	1.207E-06	1.207E-06	6.357E-06	
10.6	0.0	-9.520E-03	-7.560E-01	-4.869E-01	-1.914E-07	-1.252E 00	1.578E-04	-2.566E-07	-6.825E-07	-6.825E-07	+7.234E+06SLC	
10.6	-4.0	-2.587E-02	-8.957E-02	-1.664E-01	-2.005E-01	-2.818E-01	1.590E-04	-1.476E-07	-2.613E-08	-2.613E-08	+2.770E+07	
10.6	4.0	-2.587E-02	-8.957E-02	-1.664E-01	-2.005E-01	-2.818E-01	1.590E-04	-1.476E-07	-2.613E-08	-2.613E-08	+2.770E+07	
10.6	-7.2	-4.535E-02	4.220E-01	1.739E-01	-1.205E-01	5.505E-01	1.586E-04	4.932E-08	4.418E-07	4.418E-07	4.683E-06	
10.6	7.2	-4.535E-02	8.759E-02	2.319E-02	-1.205E-01	6.544E-02	1.586E-04	4.932E-08	4.418E-07	4.418E-07	4.683E-06	
10.6	-13.2	-2.527E-02	2.605E-01	1.890E-01	-1.581E-02	4.242E-01	1.553E-04	5.552E-07	9.510E-07	9.510E-07	1.051E-05	
10.6	13.2	-2.527E-02	1.630E-02	9.152E-03	-1.581E-02	1.832E-04	1.553E-04	5.552E-07	9.510E-07	9.510E-07	1.051E-05	
10.6	-19.2	-1.838E-02	2.412E-02	1.919E-02	-4.798E-03	2.493E-02	1.464E-04	8.190E-07	1.119E-06	1.119E-06	1.187E-05	
10.6	19.2	-1.838E-02	-5.753E-06	-1.531E-03	-4.798E-03	-1.992E-02	1.464E-04	8.190E-07	1.119E-06	1.119E-06	1.187E-05	

B-212-FEC5M

THE PROBLEM PARAMETERS ARE

TOTAL LOAD.. 14330.00 LBS

TIRE PRESSURE.. 128.00 PSI

LOAD RADIUS.. 5.97 IN.

LAYER 1 HAS MODULUS 426600. POISSONS RATIO 0.350 AND THICKNESS 4.0 IN.  
 LAYER 2 HAS MODULUS 426600. POISSONS RATIO 0.350 AND THICKNESS 3.2 IN.  
 LAYER 3 HAS MODULUS 213300. POISSONS RATIO 0.300 AND THICKNESS 6.0 IN.  
 LAYER 4 HAS MODULUS 21330. POISSONS RATIO 0.300 AND THICKNESS 6.0 IN.  
 LAYER 5 HAS MODULUS 7110. POISSONS RATIO 0.400 AND IS SEMI-INFINITE.

R		Z		S T R E S S E S										S T R A I N S		S L E P					
		VERTICAL	TANGENTIAL	RADIAL	SHEAR	BULK	POISSONS RATIO	DISPLACEMENT	DISPLACEMENT	RADIAL	TANGENTIAL	SHEAR									
0.0	0.0	-1.000E 00	-1.517E 00	-1.517E 00	0.0	-4.035E 00	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	2.007E-04	2.007E-04	-1.492E-06	-1.492E-06	-1.420E-06	-1.420E-06	-17.526E-06	-17.526E-06	0.0	0.0
0.0	-4.0	-7.219E-01	-2.698E-01	-2.698E-01	0.0	-1.261E 00	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.977E-04	1.977E-04	1.812E-07	1.812E-07	1.125E-07	1.125E-07	5.982E-07	5.982E-07	0.0	0.0
0.0	4.0	-7.219E-01	-2.698E-01	-2.698E-01	0.0	-1.261E 00	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.977E-04	1.977E-04	1.812E-07	1.812E-07	1.125E-07	1.125E-07	5.982E-07	5.982E-07	0.0	0.0
0.0	-7.2	-3.432E-01	3.770E-01	3.770E-01	0.0	4.109E-01	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	1.935E-04	1.935E-04	8.561E-07	8.561E-07	7.001E-07	7.001E-07	3.711E-06	3.711E-06	0.0	0.0
0.0	7.2	-3.432E-01	3.770E-01	3.770E-01	0.0	4.109E-01	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	1.935E-04	1.935E-04	8.561E-07	8.561E-07	7.001E-07	7.001E-07	3.711E-06	3.711E-06	0.0	0.0
0.0	-13.2	-5.235E-02	4.560E-01	4.560E-01	0.0	8.596E-01	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	1.846E-04	1.846E-04	1.570E-06	1.570E-06	1.436E-06	1.436E-06	7.609E-06	7.609E-06	0.0	0.0
0.0	13.2	-5.235E-02	4.560E-01	4.560E-01	0.0	8.596E-01	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	1.846E-04	1.846E-04	1.570E-06	1.570E-06	1.436E-06	1.436E-06	7.609E-06	7.609E-06	0.0	0.0
0.0	-19.2	-2.651E-02	7.918E-04	7.918E-04	0.0	-2.439E-02	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.694E-04	1.694E-04	1.558E-06	1.558E-06	1.345E-06	1.345E-06	7.867E-06	7.867E-06	0.0	0.0
0.0	19.2	-2.651E-02	7.918E-04	7.918E-04	0.0	-2.439E-02	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.694E-04	1.694E-04	1.558E-06	1.558E-06	1.345E-06	1.345E-06	7.867E-06	7.867E-06	0.0	0.0
5.3	0.0	-1.002E 00	-1.449E 00	-1.449E 00	-7.985E-07	-3.857E 00	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.912E-04	1.912E-04	-1.287E-06	-1.287E-06	-1.420E-06	-1.420E-06	-17.526E-06	-17.526E-06	0.0	0.0
5.3	-4.0	-4.204E-01	-1.894E-01	-1.894E-01	-3.169E-01	-8.679E-01	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.891E-04	1.891E-04	-1.050E-07	-1.050E-07	1.125E-07	1.125E-07	5.982E-07	5.982E-07	0.0	0.0
5.3	4.0	-4.204E-01	-1.894E-01	-1.894E-01	-3.169E-01	-8.679E-01	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.891E-04	1.891E-04	-1.050E-07	-1.050E-07	1.125E-07	1.125E-07	5.982E-07	5.982E-07	0.0	0.0
5.3	-7.2	-2.111E-01	2.969E-01	2.969E-01	-1.739E-01	2.916E-01	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	1.867E-04	1.867E-04	4.122E-07	4.122E-07	7.001E-07	7.001E-07	3.711E-06	3.711E-06	0.0	0.0
5.3	7.2	-2.111E-01	2.969E-01	2.969E-01	-1.739E-01	2.916E-01	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	1.867E-04	1.867E-04	4.122E-07	4.122E-07	7.001E-07	7.001E-07	3.711E-06	3.711E-06	0.0	0.0
5.3	-13.2	-4.399E-02	4.014E-01	4.014E-01	-1.647E-02	7.184E-01	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	1.801E-04	1.801E-04	1.190E-06	1.190E-06	1.436E-06	1.436E-06	7.609E-06	7.609E-06	0.0	0.0
5.3	13.2	-4.399E-02	4.014E-01	4.014E-01	-1.647E-02	7.184E-01	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	1.801E-04	1.801E-04	1.190E-06	1.190E-06	1.436E-06	1.436E-06	7.609E-06	7.609E-06	0.0	0.0
5.3	-19.2	-2.482E-02	3.361E-02	3.361E-02	-3.950E-03	4.011E-02	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.666E-04	1.666E-04	1.345E-06	1.345E-06	1.484E-06	1.484E-06	7.867E-06	7.867E-06	0.0	0.0
5.3	19.2	-2.482E-02	3.361E-02	3.361E-02	-3.950E-03	4.011E-02	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.666E-04	1.666E-04	1.345E-06	1.345E-06	1.484E-06	1.484E-06	7.867E-06	7.867E-06	0.0	0.0
10.6	0.0	-9.520E-03	-5.203E-01	-5.203E-01	1.350E-07	-8.507E-01	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.720E-04	1.720E-04	-3.176E-07	-3.176E-07	-1.420E-06	-1.420E-06	-17.526E-06	-17.526E-06	0.0	0.0
10.6	-4.0	-2.591E-02	-1.246E-01	-1.246E-01	-1.623E-01	-3.443E-01	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.739E-04	1.739E-04	-3.310E-07	-3.310E-07	1.125E-07	1.125E-07	5.982E-07	5.982E-07	0.0	0.0
10.6	4.0	-2.591E-02	-1.246E-01	-1.246E-01	-1.623E-01	-3.443E-01	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.739E-04	1.739E-04	-3.310E-07	-3.310E-07	1.125E-07	1.125E-07	5.982E-07	5.982E-07	0.0	0.0
10.6	-7.2	-4.649E-02	1.647E-01	1.647E-01	-1.471E-01	2.053E-02	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	1.737E-04	1.737E-04	-6.092E-08	-6.092E-08	4.116E-07	4.116E-07	4.363E-06	4.363E-06	0.0	0.0
10.6	7.2	-4.649E-02	1.647E-01	1.647E-01	-1.471E-01	2.053E-02	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	1.737E-04	1.737E-04	-6.092E-08	-6.092E-08	4.116E-07	4.116E-07	4.363E-06	4.363E-06	0.0	0.0
10.6	-13.2	-3.003E-02	2.993E-01	2.993E-01	-2.072E-02	4.704E-01	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	1.703E-04	1.703E-04	1.163E-06	1.163E-06	1.436E-06	1.436E-06	7.609E-06	7.609E-06	0.0	0.0
10.6	13.2	-3.003E-02	2.993E-01	2.993E-01	-2.072E-02	4.704E-01	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	1.703E-04	1.703E-04	1.163E-06	1.163E-06	1.436E-06	1.436E-06	7.609E-06	7.609E-06	0.0	0.0
10.6	-19.2	-2.172E-02	2.845E-02	2.845E-02	-6.172E-03	2.838E-02	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.600E-04	1.600E-04	9.202E-07	9.202E-07	1.335E-06	1.335E-06	1.415E-05	1.415E-05	0.0	0.0
10.6	19.2	-2.172E-02	2.845E-02	2.845E-02	-6.172E-03	2.838E-02	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.600E-04	1.600E-04	9.202E-07	9.202E-07	1.335E-06	1.335E-06	1.415E-05	1.415E-05	0.0	0.0

A N E J O 3Cálculo de la sección A-221 en condiciones climáticas extremas bajo rueda sencilla y ruedas gemelas

En las figs. 6 a 11 se adjuntan los resultados obtenidos del cálculo de la sección A-221 con las siguientes hipótesis:

1. Solicitud

Rueda sencilla	presión uniforme	$p = 9 \text{ kp/cm}^2$
	radio	$a = 15,2 \text{ cm}$
	carga	$P = p \cdot \pi a^2 = 6,5 \text{ Mp}$
Ruedas gemelas	presión uniforme	$p = 9 \text{ kp/cm}^2$
	radio	$a' = 10,7 \text{ cm}$
	carga por rueda	$P' = 3,25 \text{ Mp}$
	distancia entre ejes de ruedas	$2,5 a' = 26,8 \text{ cm}$

2. Parámetros elásticos en condiciones climáticas extremas

	<u>Verano</u> (temperatura alta)	<u>Invierno</u> (temperatura baja)
Mezcla bituminosa	$E = 10.000 \text{ kp/cm}^2$ $\nu = 0,40$	$E = 150.000 \text{ kp/cm}^2$ $\nu = 0,30$
Base granular	$E = 4.500 \text{ kp/cm}^2$ $\nu = 0,30$	
Subbase granular	$E = 1.500 \text{ kp/cm}^2$ $\nu = 0,30$	
Explanada	$E = 500 \text{ kp/cm}^2$ $\nu = 0,40$	

Se han calculado los siguientes valores en el eje (rueda sencilla) y en los ejes de carga y simetría (ruedas gemelas):

$\sigma_z$	tensión vertical
$\sigma_r$	tensión radial
$\delta$	deformación acumulada en el eje de simetría
$\epsilon_r$	deformación unitaria radial
$\epsilon_z$	deformación unitaria vertical

La sección elegida puede considerarse como relativamente flexible por lo que las diferencias de tensiones y deformaciones entre los dos casos de carga serán más acusadas - que en las secciones equivalentes con base bituminosa o de grava-cemento.

Puede observarse que la hipótesis de rueda sencilla es más desfavorable que la de ruedas gemelas.

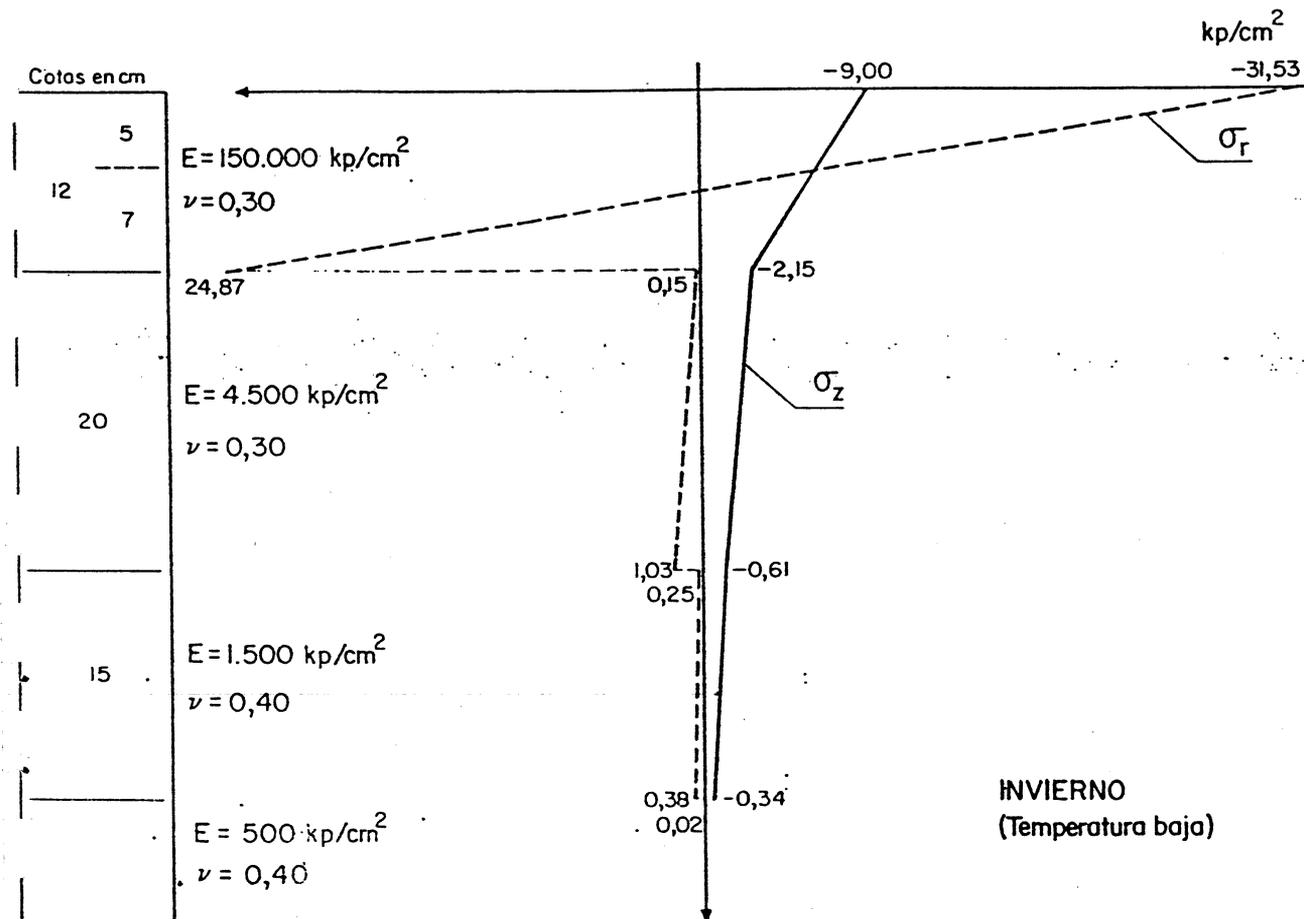
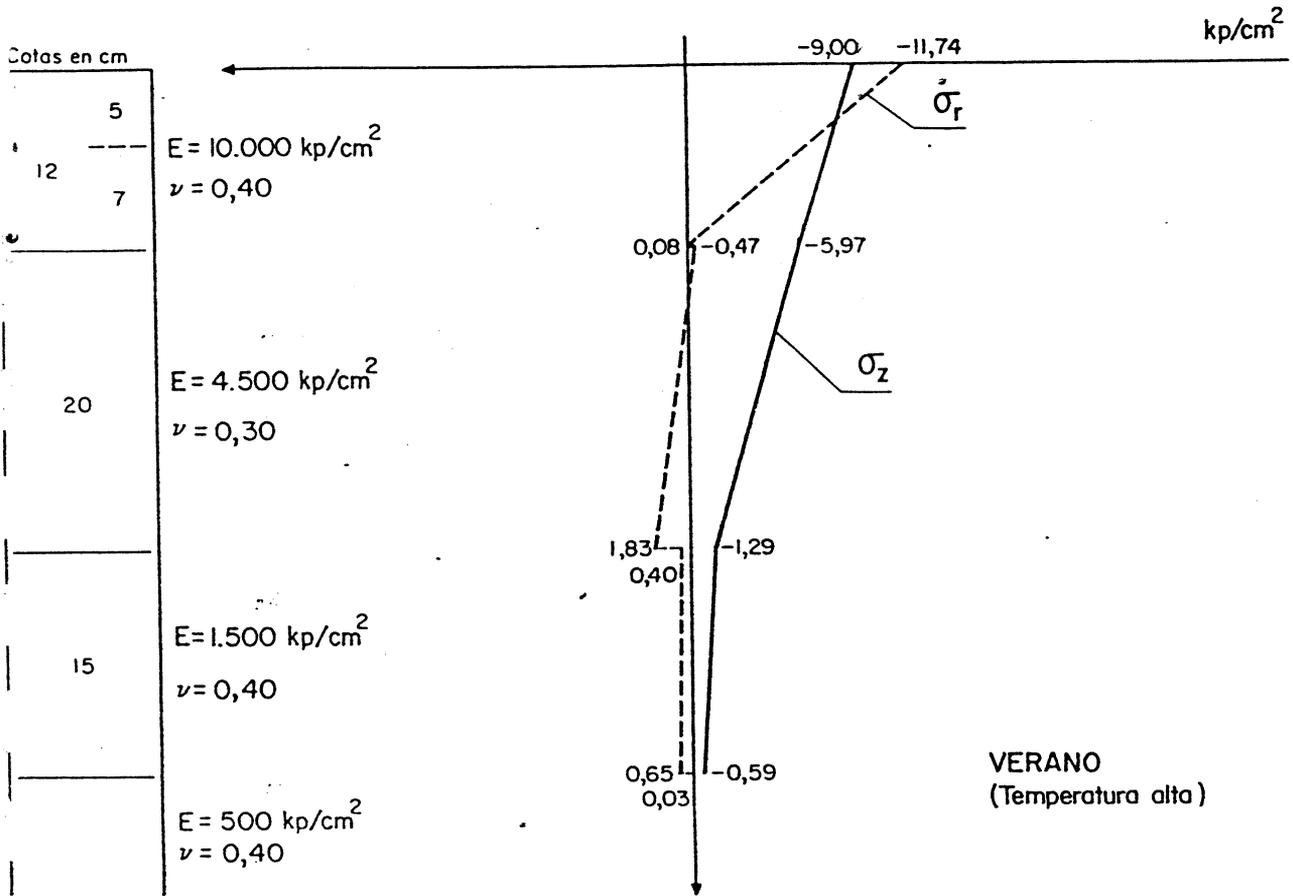


FIG. 6 .- Sección A-22I - Tensiones máximas en condiciones climáticas extremas.

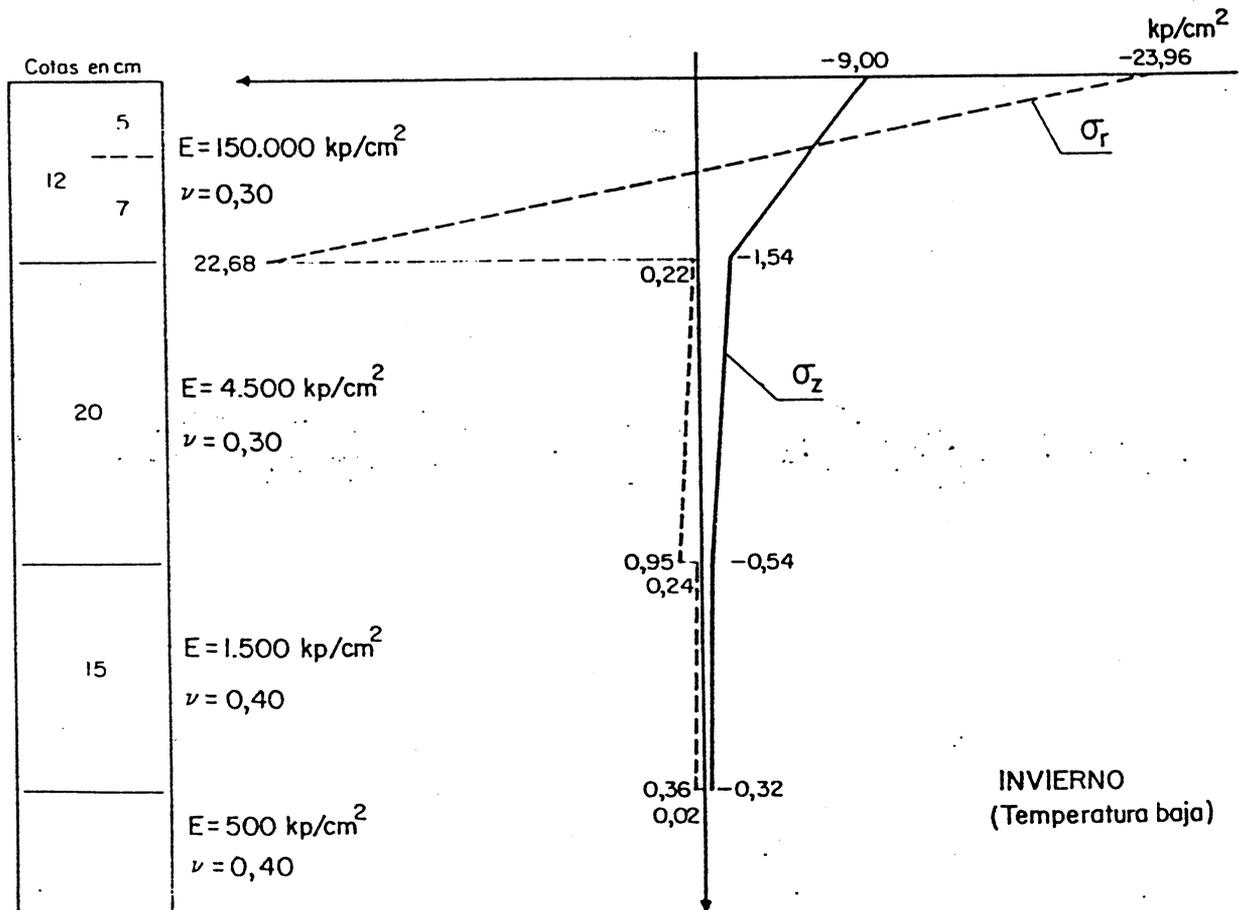
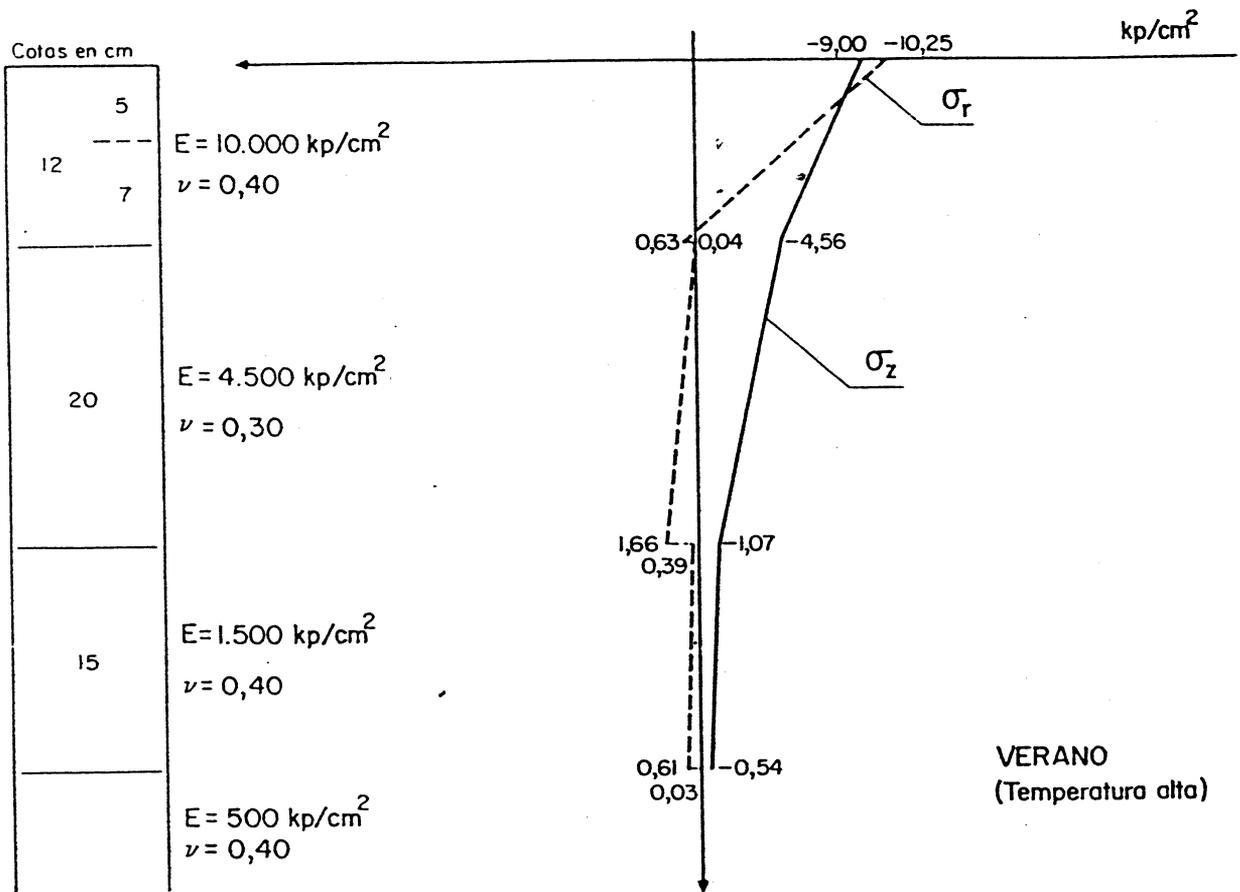


FIG. 7 .— Sección A-221 — Tensiones máximas en condiciones climáticas extremas. Ruedas gemelas.

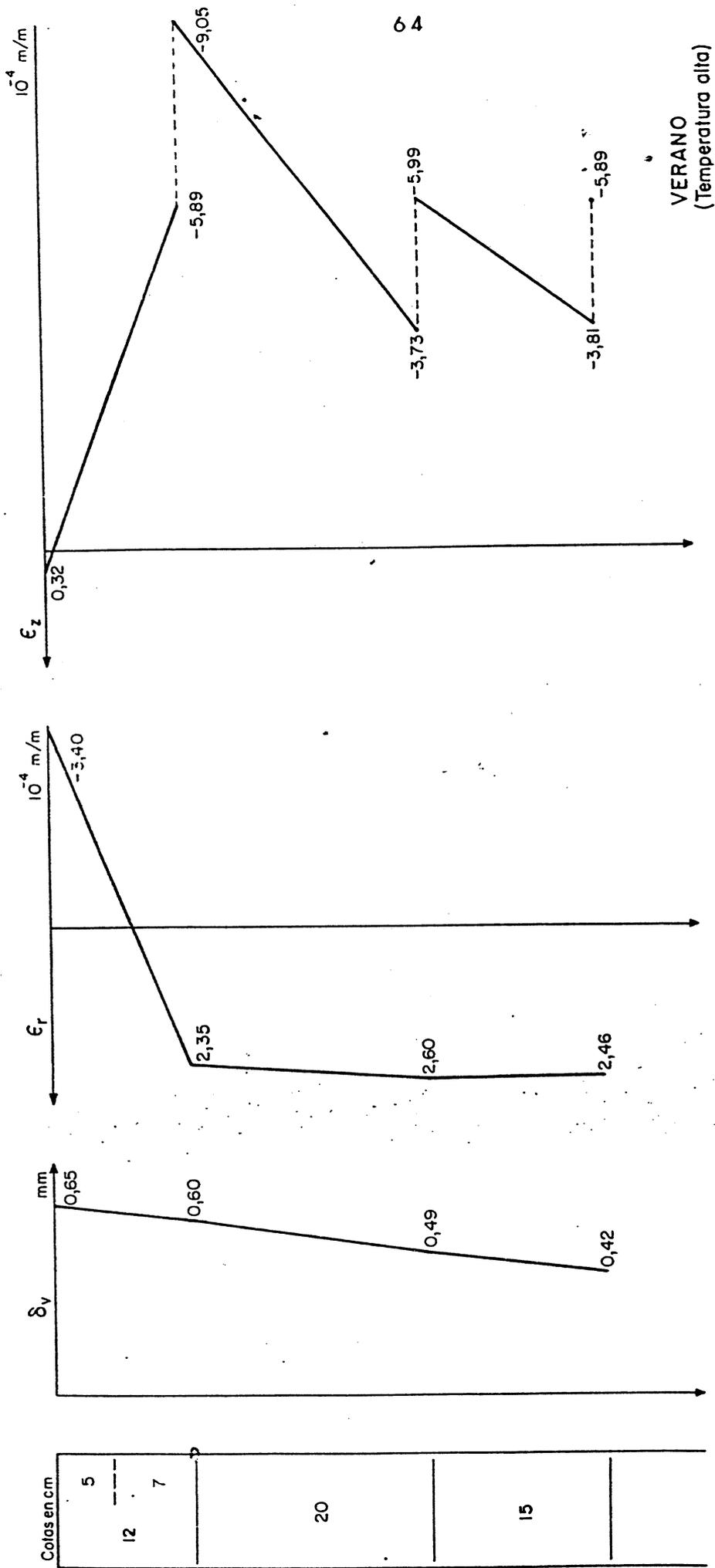


FIG. 8.- Sección A-221 - Deformaciones en condiciones climáticas extremas. Rueda sencilla.

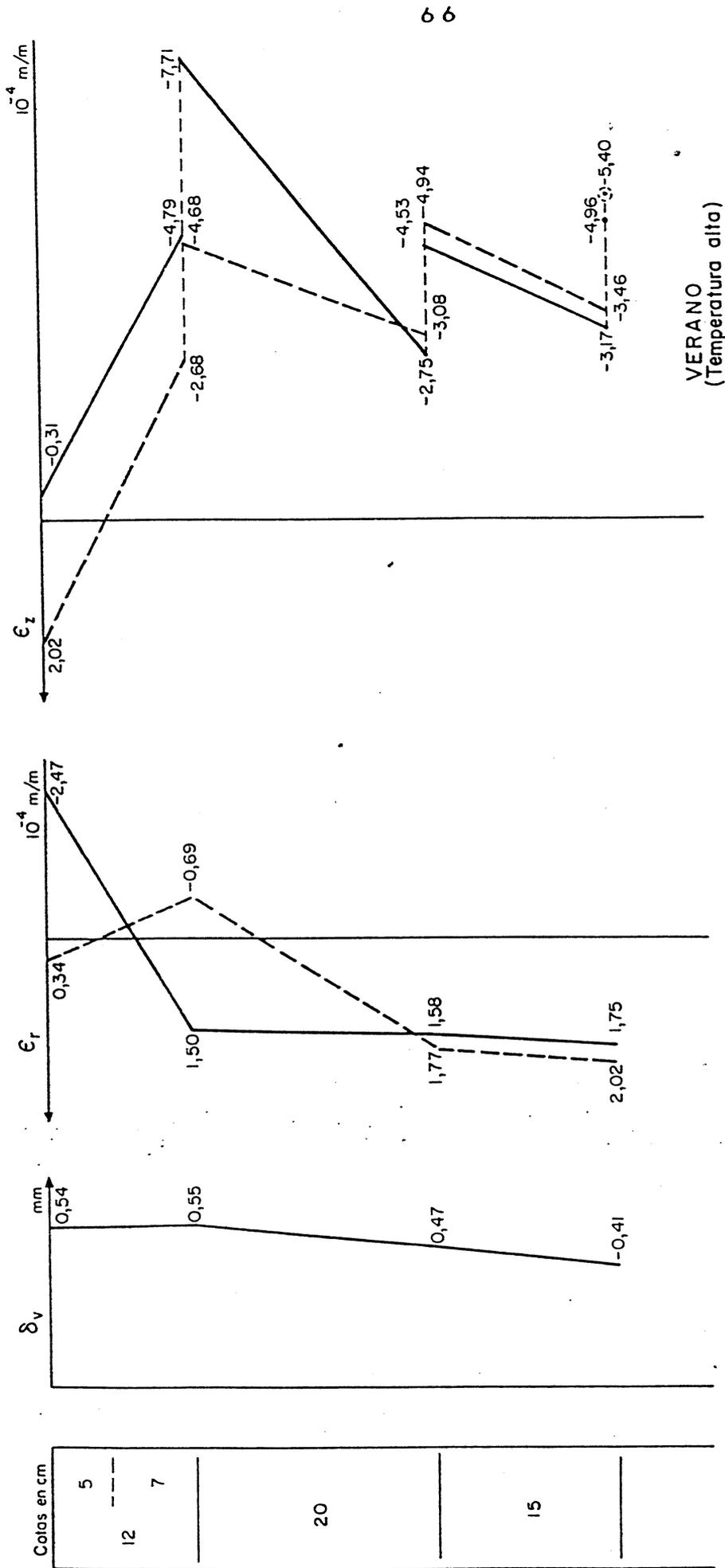


FIG. 10.- Sección A-221- Deformaciones en condiciones climáticas extremas.  
Ruedas gemelas.

— Bajo una rueda.

- - - - En el eje de las ruedas gemelas.

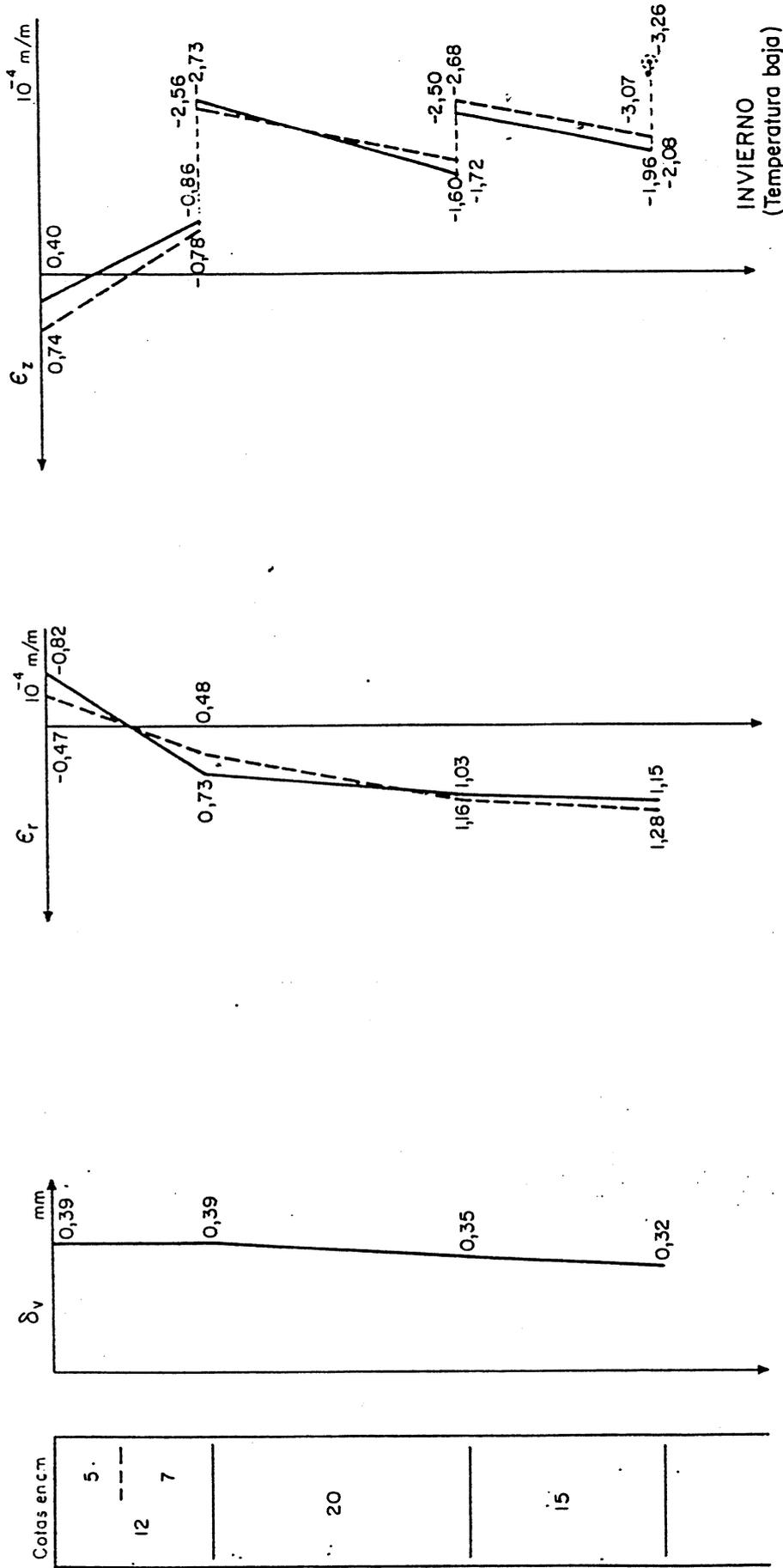


FIG. 11.- Sección A-221- Deformaciones en condiciones climáticas extremas.  
 Ruedas gemelas.

A-221-TM-V

THE PROBLEM PARAMETERS ARE

TOTAL LOAD.. 14330.00 LBS

TIRE PRESSURE.. 128.00 PSI

LOAD RADIUS.. 5.67 IN.

LAYER 1 HAS MODULUS 142200.00 POISSONS RATIO 0.400 AND THICKNESS 4.8 IN.  
 LAYER 2 HAS MODULUS 88875.00 POISSONS RATIO 0.300 AND THICKNESS 8.0 IN.  
 LAYER 3 HAS MODULUS 35550.00 POISSONS RATIO 0.300 AND THICKNESS 6.0 IN.  
 LAYER 4 HAS MODULUS 14220.00 POISSONS RATIO 0.400 AND IS SEMI-INFINITE.

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

08

R	Z	S T R E S S E S				D I S P L A C E M E N T				S T R A I N S			
		V E R T I C A L	T A N G E N T I A L	R A D I A L	S H E A R	V E R T I C A L	B U L K	R A D I A L	T A N G E N T I A L	S H E A R	R A D I A L	T A N G E N T I A L	S H E A R
0.0	0.0	-1.000E-00	1.295E-00	-1.295E-00	0.0	-3.591E-00	1.998E-04	-2.653E-06	-2.653E-06	0.0	0.0	0.0	
0.0	-4.8	-6.574E-01	-3.432E-03	-3.432E-03	0.0	-6.643E-01	1.855E-04	1.835E-06	1.835E-06	0.0	0.0	0.0	
0.0	4.8	-6.574E-01	-4.880E-02	-4.880E-02	0.0	-7.550E-01	1.855E-04	1.835E-06	1.835E-06	0.0	0.0	0.0	
0.0	-12.8	-1.403E-01	1.983E-01	1.983E-01	0.0	2.563E-01	1.509E-04	2.035E-06	2.035E-06	0.0	0.0	0.0	
0.0	12.8	-1.403E-01	4.324E-02	4.324E-02	0.0	-5.380E-02	1.509E-04	2.035E-06	2.035E-06	0.0	0.0	0.0	
0.0	-18.8	-6.357E-02	7.020E-02	7.020E-02	0.0	7.683E-02	1.297E-04	1.919E-06	1.919E-06	0.0	0.0	0.0	
0.0	18.8	-6.357E-02	3.094E-03	3.094E-03	0.0	-5.738E-02	1.297E-04	1.919E-06	1.919E-06	0.0	0.0	0.0	

\*\*\*\*\*

A-221-TM-V-DUAL

THE PROBLEM PARAMETERS ARE

TOTAL LOAD.. 7165.00 LBS  
 TIRE PRESSURE.. 128.00 PSI  
 LUAC RADIUS.. 4.22 IN.

LAYER 1 HAS MODULUS 142200. PCISSCNS RATIO 0.400 AND THICKNESS 4.8 IN.  
 LAYER 2 HAS MODULUS 88875. PCISSCNS RATIO 0.300 AND THICKNESS 8.0 IN.  
 LAYER 3 HAS MODULUS 35550. PCISSCNS RATIO 0.300 AND THICKNESS 6.0 IN.  
 LAYER 4 HAS MODULUS 14220. PCISSCNS RATIO 0.400 AND IS SEMI-INFINITE.

R		S T R E S S E S				D I S P L A C E M E N T				S T R A I N S			
		TANGENTIAL		RADIAL		VERTICAL		TANGENTIAL		RADIAL		SHEAR	
Z													
0.0	0.0	-1.000E-01	-1.132E-01	-1.132E-01	0.00	-3.264E-00	1.162E-04	-1.963E-06	-1.963E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	-4.8	-4.959E-01	7.270E-02	7.270E-02	0.00	-3.505E-01	9.981E-05	1.702E-06	1.702E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	4.8	-4.959E-01	3.525E-03	3.525E-03	0.00	-4.888E-01	9.981E-05	1.702E-06	1.702E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	-12.8	-7.741E-02	1.104E-01	1.104E-01	0.00	1.433E-01	7.706E-05	1.130E-06	1.130E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	12.8	-7.741E-02	2.423E-02	2.423E-02	0.00	-2.894E-02	7.706E-05	1.130E-06	1.130E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	-18.8	-3.271E-02	3.669E-02	3.669E-02	0.00	4.068E-02	6.579E-05	9.985E-07	9.985E-07	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	18.8	-3.271E-02	1.860E-03	1.860E-03	0.00	-2.899E-02	6.579E-05	9.985E-07	9.985E-07	0.00	0.00	0.00	0.00
5.3	0.0	7.281E-03	-2.275E-01	-6.901E-02	-8.649E-07	-2.892E-01	8.378E-05	1.341E-07	-1.426E-06	-7.558E-06	-7.558E-06	0.00	0.00
5.3	-4.8	-1.853E-01	1.493E-02	-1.065E-01	-1.594E-01	-2.769E-01	8.400E-05	-2.695E-07	9.258E-07	4.907E-06	4.907E-06	0.00	0.00
5.3	4.8	-1.853E-01	3.101E-03	-7.862E-02	-1.594E-01	-2.608E-01	8.400E-05	-2.695E-07	9.258E-07	4.907E-06	4.907E-06	0.00	0.00
5.3	-12.8	-5.826E-02	9.141E-02	7.108E-02	-2.682E-02	1.032E-01	7.242E-05	6.912E-07	9.740E-07	5.162E-06	5.162E-06	0.00	0.00
5.3	12.8	-5.826E-02	2.118E-02	1.345E-02	-2.682E-02	-2.363E-02	7.242E-05	6.912E-07	9.740E-07	5.162E-06	5.162E-06	0.00	0.00
5.3	-18.8	-2.927E-02	3.318E-02	2.527E-02	-6.521E-03	3.318E-02	6.319E-05	7.905E-07	9.333E-07	4.946E-06	4.946E-06	0.00	0.00
5.3	18.8	-2.927E-02	1.636E-03	1.864E-04	-6.521E-03	-2.745E-02	6.319E-05	7.905E-07	9.333E-07	4.946E-06	4.946E-06	0.00	0.00
10.6	0.0	-3.608E-03	-1.167E-01	-4.289E-02	2.950E-07	-1.632E-01	6.439E-05	3.672E-08	-6.897E-07	-7.311E-06	-7.311E-06	0.00	0.00
10.6	-4.8	-1.889E-02	-2.016E-02	-9.095E-02	-6.013E-02	-1.300E-01	6.606E-05	-5.298E-07	1.672E-07	1.772E-06	1.772E-06	0.00	0.00
10.6	4.8	-1.889E-02	-7.288E-03	-5.453E-02	-6.013E-02	-8.111E-02	6.606E-05	-5.298E-07	1.672E-07	1.772E-06	1.772E-06	0.00	0.00
10.6	-12.8	-2.979E-02	5.568E-02	1.676E-02	-2.818E-02	4.265E-02	6.332E-05	1.011E-07	6.705E-07	7.108E-06	7.108E-06	0.00	0.00
10.6	12.8	-2.979E-02	1.447E-02	-9.571E-04	-2.818E-02	-1.613E-02	6.332E-05	1.011E-07	6.705E-07	7.108E-06	7.108E-06	0.00	0.00
10.6	-18.8	-2.174E-02	2.455E-02	1.404E-02	-9.078E-03	1.689E-02	5.771E-05	3.707E-07	7.568E-07	8.022E-06	8.022E-06	0.00	0.00
10.6	18.8	-2.174E-02	8.243E-04	-3.092E-03	-9.078E-03	-2.400E-02	5.771E-05	3.707E-07	7.568E-07	8.022E-06	8.022E-06	0.00	0.00

V