

La deformabilidad de la explanada y el análisis de firmes

2ª Parte: Comprobación estructural de las secciones de la 6.1 y 6.2 I.C.

Luis Medina Rodríguez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de La Coruña

Manuel Melis Maynar
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de La Coruña

Ignacio Pérez Pérez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de La Coruña

1. Introducción

El objetivo del presente estudio es la comprobación estructural de las secciones de firmes recogidas en las Normas 6.1 y 6.2 de la Instrucción de Carreteras. Estas secciones fueron comprobadas por el CEDEX (1986), a petición de la Dirección General de Carreteras. Se van a analizar las secciones correspondientes a las categorías de tráfico T0 (más de 2000 vehículos pesados al día por el carril de proyecto) y T1 (entre 2000 y 800 vehículos pesados al día por el carril de proyecto).

Las mencionadas normativas, con la que se han proyectado todas las autovías en los últimos años, basan el cálculo de los espesores de las capas del firme en el proceso siguiente:

- 1- El eje tipo considerado es simple, de 13,000 kg, y con ruedas sencillas, lo que supone una carga por rueda de 6,500 kg. La presión de contacto corresponde a la máxima legal de inflado de un neumático de camión: 900 kPa (9 kg/cm²). Esto implica, para la hipótesis de huella circular, un contacto de 15.16 cm de radio.
- 2- Se obtiene la deformación horizontal en la fibra inferior de la mezcla bituminosa, bajo la carga anteriormente mencionada.
- 3- Se obtiene la deformación vertical en la cara superior de la explanada. No se aceptan explanadas con CBR inferior a 10 (explanadas tipo E1).
- 4- Estas deformaciones se calculan con un modelo multicapa basado en la teoría de Burmister-Boussinesq. Los materiales se caracterizan por su módulo de elasticidad y su coeficiente de Poisson. Las capas son de espesor finito y dimensiones horizontales indefinidas, salvo la capa más profunda (la explanada) que se considera de espesor semiinfinito también en el sentido vertical. Se supone adherencia total en todas las interfases entre todo tipo de materiales. El programa utilizado por el CEDEX para dicha finalidad fue el CHEVRON NL (California Research Corporation).
- 5- La deformación radial en la fibra inferior de la mezcla bituminosa y la vertical en la fibra superior de la explanada se supone que son los parámetros críticos que determinan la vida del firme (Figura 1); con ellas se entra en las curvas de fatiga de la mezcla bituminosa y de la explanada y se determina el número de ciclos de carga que resiste el firme. Únicamente falta por comprobar si este número es superior al número de ejes que solicitarán el firme a lo largo de su vida útil prevista (20 años). En caso afirmativo, la sección es válida desde el punto de vista estructural.
- 6- Para las capas de materiales hidráulicos, por razones y constructivas y de experiencia, se adoptan espesores mínimos de 20 cm, independientemente de consideraciones o comprobaciones tensionales. El criterio utilizado para la comprobación estructural es que la tensión horizontal en la fibra inferior de dichas capas sea inferior a un cierto porcentaje de la tensión de rotura por tracción de los materiales que las componen (Figura 1).

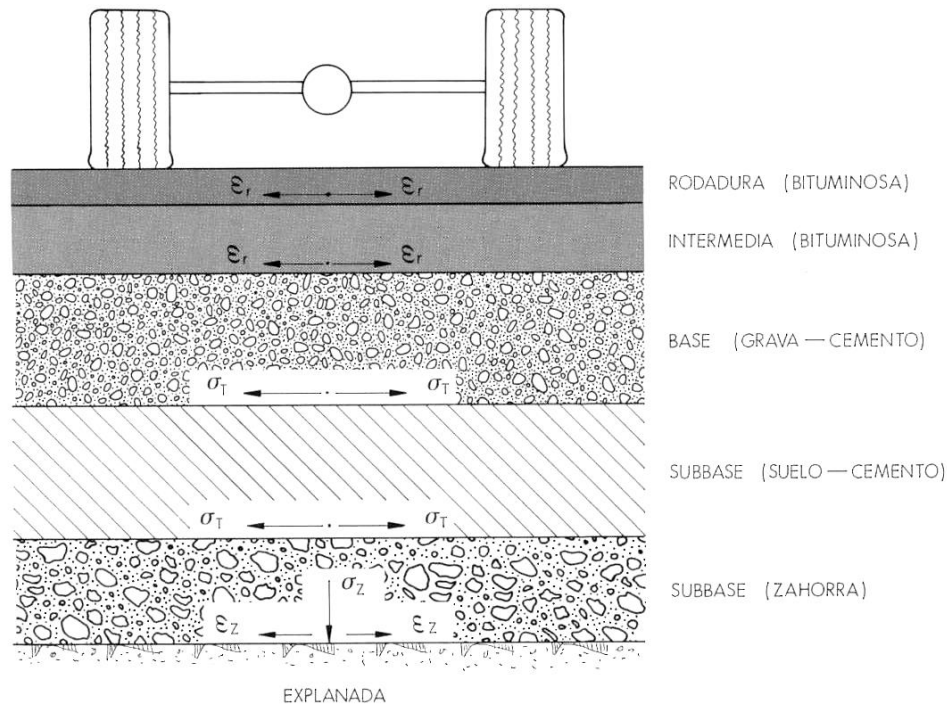


Figura 1. Tensiones y deformaciones adoptadas como criterios de deterioro estructural.

2. Características mecánicas de los materiales

Las secciones de firme pueden presentar tres tipos básicos de estructura:

Tipo I: mezclas bituminosas sobre explanada. También se las denomina FD (*Full Depth*).

Tipo II: mezclas bituminosas sobre zahorras (artificial, artificial más natural) sobre explanada. También se las denomina MG.

Tipo III: mezclas bituminosas sobre materiales hidráulicos (hormigón compactado más suelo-cemento, grava-cemento más suelo-cemento, suelo-cemento) sobre explanada. También se las denomina MH.

La nomenclatura empleada por el CEDEX fue la siguiente: denominación del tipo de estructura (FD, MG ó MH) más 4 dígitos que representan, por parejas, los espesores de mezcla bituminosa y material granular (o capa hidráulica), respectivamente, y el tipo de explanada. Así tenemos, por ejemplo, las secciones:

FD 3500 E3: Estructura *Full Depth*, con 35 cm de aglomerado, sin capas granulares o hidráulicas y con explanada E3.

MG 2550 E2: Estructura con 25 cm de aglomerado, 50 cm de capas granulares y explanada tipo E2.

MH 2220 E3: Estructura con 22 cm de aglomerado, 20 cm de materiales hidráulicos y explanada E3.

En los Tipos I y II normalmente el parámetro crítico es la deformación unitaria a tracción en la fibra inferior de la mezcla bituminosa. En el Tipo III es la tensión de tracción en la fibra inferior de las capas tratadas con cemento la que condiciona la duración del firme.

La caracterización mecánica de los materiales es una de las cuestiones más importantes y significativas a la hora de modelar la estructura del firme. En este sentido, las principales características de cada uno de ellos se desarrollan a continuación.

a) Mezclas bituminosas. Los módulos de elasticidad empleados son función de la época térmica del año y del espesor total de la mezcla. Se estima que el gradiente de temperatura afecta a los 15 centímetros superiores, a los que se aplica las variaciones térmicas. El resto de espesor de mezcla se caracteriza por un módulo constante de 6,000 MPa (Tabla 1).

El coeficiente de Poisson se toma igual a 0.35.

Espesor (cm)	Módulo de elasticidad (MPa)			Coeficiente de Poisson
	Época climática			
	Invierno	Primavera-Otoño	Verano	
h	10,000	6,000	3,000	0.35
$h-15$	6,000			

Tabla 1. Características mecánicas para las mezclas bituminosas.

Siendo h el espesor total de mezcla bituminosa.

Similares módulos de elasticidad se han propuesto posteriormente. En García (2000) los módulos presentados oscilan entre los 5,500 MPa para las mezclas G20 y los 6,000 MPa para las S20.

Los valores que recomienda la Normativa Andaluza de firmes oscilan entre los 4,000 MPa de las mezclas discontinuas en capas finas (F) y los 7,000 MPa de las capas densas (D) y semidensas (S).

b) Materiales tratados con ligantes hidráulicos. La caracterización mecánica de los materiales hidráulicos se realiza sobre la base de la experiencia acumulada con la grava-cemento y el suelo-cemento y a partir de la resistencia estimada a compresión para el hormigón compactado (Tabla 2).

Material	Módulo de elasticidad (MPa)	Coeficiente de Poisson
Suelo-cemento	6,000	0.25
Grava-cemento	15,000	0.25
Hormigón compactado	25,000	0.25

Tabla 2. Características mecánicas para los materiales hidráulicos.

Estos valores coinciden con los recomendados por la ESPAS (Asociación Española de Refinerías de Petróleo y Productores de Asfalto) en Izquierdo *et al.* (1990).

En García (2000), los módulos de elasticidad propuestos para las capas de grava-cemento oscilan entre los 19,000 y los 15,000 MPa, en función del porcentaje de cemento y de emulsión.

En cuanto a la Normativa Andaluza de firmes, los valores que recomienda utilizar son los siguientes:

Suelo-cemento SC-4: $E = 8,000$ MPa; $\nu = 0.25$

Grava-cemento: $E = 20,000$ MPa; $\nu = 0.25$

Hormigón compactado: $E = 30,000$ MPa; $\nu = 0.20$

c) Materiales no tratados. Para la caracterización de los materiales granulares se sigue el criterio de fijar el módulo de una capa en función del módulo de la capa subyacente, E_1 , y el espesor de la capa granular, h (mm). Se adopta la expresión de Dorman y Metcalf:

$$E = 0.206 \cdot h^{0.45} \cdot E_1 \quad [1]$$

Como coeficiente de Poisson se adopta el valor 0.35. Para las secciones de la 6.1 y 6.2 IC, se tienen los valores de la Tabla 3.

Material	Módulo de elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson	Sección
Zahorra natural	200	0.35	
Zahorra artificial	180	0.35	021-031
	460		022-122
	480		032-132

Tabla 3. Características mecánicas para los materiales granulares.

La Normativa Andaluza propone los valores siguientes:

Zahorra natural: $E = 500$ MPa ó $10 \cdot CBR$

Zahorra artificial: $E = 600$ MPa

Macádam: $E = 1,000$ MPa

Para todos los casos, el coeficiente de Poisson es de 0.35.

La ESPAS recomienda, Izquierdo *et al.* (1990), para la zahorra natural un módulo de elasticidad comprendido entre 100 y 300 MPa y, para la zahorra artificial, un valor entre 100 y 600 MPa. El coeficiente de Poisson en ambos casos es igual a 0.35.

d) Explanada. Para la caracterización mecánica de la explanada, se adopta el criterio de establecer el módulo de la capa a partir del CBR, mediante la expresión:

$$E(\text{MPa}) = 10 \cdot CBR \quad [2]$$

Los valores de CBR considerados para las dos categorías de explanada E2 y E3 son los siguientes:

Categoría E2: $CBR \geq 10$

Categoría E3: $CBR \geq 20$

Introduciendo estos valores en la expresión [2] y adoptando un coeficiente de Poisson de 0.4, las características mecánicas adoptadas para la explanada son las reflejadas en la Tabla 4.

Categoría de explanada	Módulo de elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson
E2	80	0.40
E3	200	0.40

Tabla 4. Características mecánicas para la explanada.

La Normativa Andaluza propone también la expresión [2] para determinar el módulo de elasticidad de la explanada, recomendando no adoptar valores superiores a 200 MPa en el caso de suelos tolerables, adecuados y seleccionados Tipo 2, y de 400 MPa para suelos seleccionados Tipos 3 y 4. Para suelos cohesivos recomienda utilizar un valor del coeficiente de Poisson igual a 0.5.

La ESPAS recomienda, para el módulo de elasticidad, unos valores de 100 y 200 MPa para explanadas E2 y E3, respectivamente. Estos valores, según dicen, están del lado de la seguridad. En ambos casos toman un valor de 0.4 para el coeficiente de Poisson.

3. Categorías de tráfico y tráfico equivalente

Las categorías de tráfico adoptadas para las secciones de autovía son las siguientes:

- T0: más de 2000 vehículos pesados por día en el carril de proyecto para el año de puesta en servicio.
- T1: entre 2000 y 800 vehículos pesados por día en el carril de proyecto para el año de puesta en servicio.

Para la comprobación analítica de las secciones adoptadas se convierten estas categorías en el número de repeticiones, N , de carga previstas durante la duración de la vida estimada, t . La expresión más empleada es la siguiente:

$$N = \left[\sum n_i \cdot \left(\frac{P_i}{P_s} \right)^\alpha \right] \cdot t \quad [3]$$

Donde α es un coeficiente de equivalencia entre cargas de distinto valor, P_i es el valor de cada tipo de carga y P_s es el valor de la carga estándar (eje de referencia). Como eje tipo se toma el eje simple de 13 toneladas.

Para las dos categorías de tráfico analizadas, el número de ejes tipo admisibles en el dimensionamiento son los reflejados en la Tabla 5.

Categoría de tráfico		T0	T1
Vehículos pesados por día		>2000	2000-800
Tráfico acumulado en ejes de 13 t. (x 10 ⁶)	Estructura con base tratada con cemento	35.7	17.7
	Estructura con base bituminosa o granular	25.0	12.4

Tabla 5. Número de ejes tipo admisibles por distintas estructuras de firme en función de la categoría del tráfico.

4. Leyes de fatiga

La elección de una ley de fatiga para la comprobación de secciones de firme es una cuestión decisiva para predecir la vida de las estructuras.

En la bibliografía existente al respecto se encuentran un número muy variado de formulaciones de leyes de fatiga, como corresponde a los diversos modos de ensayo y a las diferentes características mecánicas y formulaciones estudiadas.

La mayoría de los autores proponen leyes con una forma genérica $\varepsilon = k \cdot n^{-a}$. La empleada por el CEDEX en su estudio de 1986 es la ley de Shell, que para los valores más habituales en nuestro país de los parámetros que caracterizan las mezclas bituminosas, queda del siguiente modo:

$$\varepsilon = 2.522 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0.2} \quad [4]$$

Ligeramente diferente es la recomendada por la ESPAS:

$$\varepsilon = 2.852 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0.2} \quad [5]$$

El CEDEX, en COST 324 propuso la siguiente ley:

$$\log \varepsilon = -2.191 - 0.272 \cdot \log N \quad [6]$$

Expresión que también recomienda la Normativa Andaluza.

En cuanto a la explanada, también existen diversas expresiones de la ley de fatiga. Se optó por la ley de Brown y Pell por ser la más conservadora:

$$\varepsilon = 2.16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0.28} \quad [7]$$

Esta misma fórmula es la que figura en el estudio de la ESPAS.

Las expresiones [4], [5], [6] y [7] se han representado en la Figura 2.

La normativa andaluza recomienda no pasar de unas deflexiones en la cara superior de la explanada de 2.30 y 2.73 mm para las categorías de tráfico T0 y T1, respectivamente.

Los materiales tratados con ligantes hidráulicos presentan una ley de fatiga del tipo:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = 1 - a \cdot \log N \quad [8]$$

Donde σ es la tensión que produce la rotura después de N repeticiones de carga, y σ_0 es la tensión de rotura bajo la primera carga ($N = 1$). a es un parámetro que depende del material.

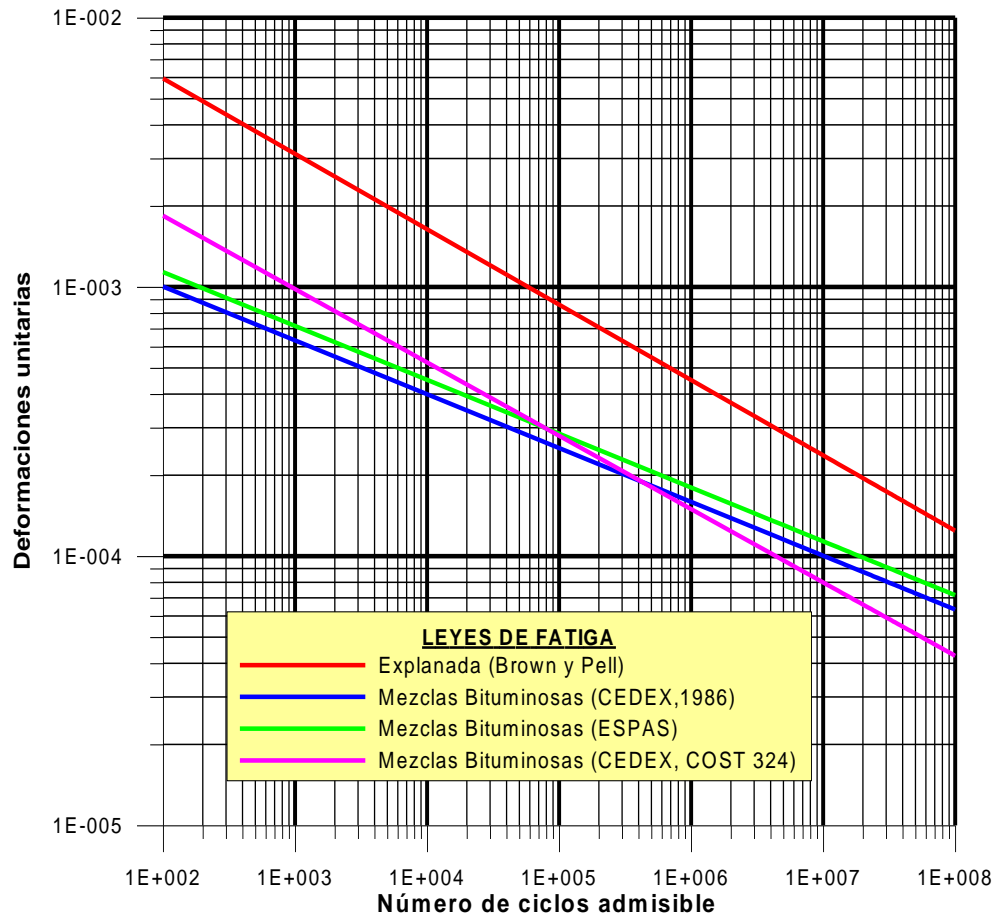


Figura 2. Leyes de fatiga para las mezclas bituminosas y la explanada.

Sin embargo, debido a la escasez de datos experimentales existentes en la época en que el CEDEX realizó el mencionado estudio, y a la pequeña pendiente de la recta de fatiga (gran variación de N con pequeñas variaciones de σ/σ_0), se siguió el criterio de considerar válida una sección si la tensión obtenida en el análisis tensional era inferior al valor de tensión admisible en fatiga sin entrar a evaluar la sección en número N de repeticiones de carga. Así, se adoptaron las siguientes tensiones admisibles:

Suelo-cemento: $\sigma_{adm} = 500$ kPa

Grava-cemento: $\sigma_{adm} = 1,200$ kPa

Hormigón compactado: $\sigma_{adm} = 3,300$ kPa

En el Rocci (2000), las leyes propuestas para estos materiales fueron las siguientes:

Suelo-cemento: $\sigma = 0.72 - 0.043 \cdot \log N$ [9]

Grava-cemento: $\sigma = 1.8 - 0.108 \cdot \log N$ [10]

$$\text{Hormigón compactado: } \sigma = 5.4 - 0.324 \cdot \log N \quad [11]$$

Las expresiones recogidas en Romana (1996) son las siguientes:

$$\text{Suelo-cemento: } \sigma_r = 0.5446 \cdot \left(\frac{N}{10^6} \right)^{-\frac{1}{12}} \cdot R_F \quad [12]$$

$$\text{Grava-cemento: } \sigma_r = 0.5144 \cdot \left(\frac{N}{10^6} \right)^{-\frac{1}{12}} \cdot R_F \quad [13]$$

Siendo σ_r la tensión radial en la fibra inferior de la capa, y R_F la resistencia a flexotracción a los 90 días. R_F puede estimarse a partir de la resistencia a compresión a los 7 días, R :

$$R_F = 0.22 \cdot R \quad [14]$$

Para las categorías de tráfico estudiadas, suponiendo resistencias a compresión de 2,500 y 6,000 kPa para el suelo-cemento y la grava-cemento, respectivamente, y a partir de las expresiones [12] y [13], las tensiones admisibles quedan:

$$\text{Suelo-cemento: Tráfico T0: } \sigma_r = 0.404 \cdot R_F = 222 \text{ kPa}$$

$$\text{Tráfico T1: } \sigma_r = 0.528 \cdot R_F = 290 \text{ kPa}$$

$$\text{Grava-cemento: Tráfico T0: } \sigma_r = 0.382 \cdot R_F = 504 \text{ kPa}$$

$$\text{Tráfico T1: } \sigma_r = 0.499 \cdot R_F = 658 \text{ kPa}$$

Finalmente, la Normativa Andaluza, al igual que la ESPAS, propone la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_r}{R_F} = 1 - 0.065 \cdot \log N \quad [15]$$

Que conduce a los siguientes valores de σ_r/R_F , para un coeficiente de seguridad igual a la unidad.

$$\text{Tráfico T0: } \sigma_r/R_F = 0.509$$

$$\text{Tráfico T1: } \sigma_r/R_F = 0.528$$

5. Modelos de comportamiento no lineal para materiales granulares

La influencia del estado tensional en el módulo de elasticidad, E , demostrando una no-linealidad del comportamiento elástico, ha sido generalmente descrita por una relación del siguiente tipo (Hicks y Monismith, 1971):

$$E = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad [16]$$

Donde θ es igual a la suma de las 3 tensiones principales ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) en el momento de tensión desviadora máxima, y K_1 y K_2 son constantes del material. Este modelo reproduce bien las deformaciones de corte pero no las volumétricas, algo que sí logra el modelo de Boyce (1980), para el que el módulo de deformación volumétrica, K , y el de rigidez transversal, G , se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$K = \frac{K_1 \cdot p^{1-n}}{1 - \beta \cdot \left(\frac{q}{p}\right)^2} \quad [17]$$

$$G = G_1 \cdot p^{1-n} \quad [18]$$

Siendo p y q las tensiones esférica y desviadora, respectivamente:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} \quad [19]$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [20]$$

K_1 , G_1 , n y β son constantes del material. Si se cumple el principio de conservación de la energía, se tiene:

$$\beta = (1-n) \cdot \frac{K_1}{6 \cdot G_1} \quad [21]$$

6. Descripción del modelo numérico

La modelización numérica del estado tensional generado en un paquete de firmes ocasionado por la aplicación de una carga en su superficie se ha llevado a cabo con el programa comercial *FLAC^{3D}* (Versión 2.0).

FLAC^{3D} (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*) es un programa tridimensional, que emplea un esquema explícito de diferencias finitas, y que permite simular el comportamiento elasto-plástico de suelos, rocas u otros materiales estructurales. Los materiales son representados por elementos poliédricos que forman una malla tridimensional que se ajusta a la forma del objeto modelado. Cada elemento se comporta de acuerdo a una ley tensión-deformación establecida (lineal o no lineal) como respuesta a las cargas que le sean aplicadas y a las condiciones de contorno. El material puede plastificar y deformarse plásticamente.

Los esquemas explícitos pueden seguir cualquier ley tensión-deformación no lineal en prácticamente el mismo tiempo que siguen una ley lineal, mientras que los esquemas implícitos necesitan mayor tiempo de computación para resolver trayectorias de esfuerzos no lineales (la matriz de rigidez debe ir actualizándose continuamente). Un sistema explícito resuelve el dominio elemento a elemento, propagándose la información entre ellos a través de las variables nodales

Además, como no se almacenan matrices, los requerimientos de memoria no son excesivos, aun para grandes modelos tridimensionales.

Las deformaciones de la malla pueden ser tenidas en cuenta en el cálculo, involucrando pequeños incrementos en los tiempos de computación ya que no hay que ir adaptando la matriz de rigidez.

FLAC^{3D} está escrito en ANSI C++ y puede ejecutarse en un PC compatible tanto en entorno Windows (Windows 95, 98 ó NT) como en entorno DOS.

La malla de diferencias finitas empleada puede verse en la Figura 3.

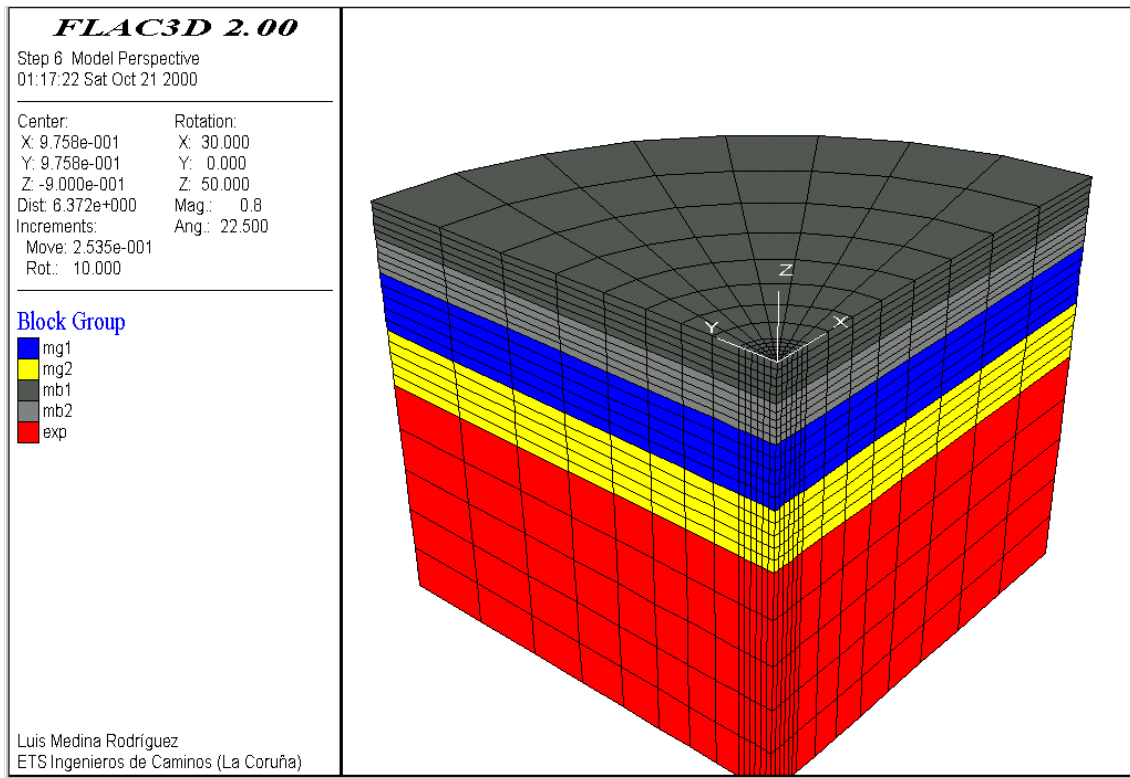


Figura 3. Malla de diferencias finitas empleada.

Se adopta la hipótesis de que se trata de un problema axilsimétrico y se analiza únicamente un cuarto de círculo. A cada sección de firme se le asigna su espesor correspondiente, menos a la explanada, que se considera siempre de 1 m de espesor. Las condiciones de contorno impuestas son de movimientos radiales impedidos en la superficie lateral de la malla y de movimientos verticales y radiales impedidos en la base de la misma.

Sólo se ha estudiado el caso de adherencia total entre todas las capas del firme.

7. Análisis de resultados

Los cálculos realizados se han dividido en dos bloques:

- a) Inicialmente se han analizado las secciones propuestas por el CEDEX para las Normas 6.1 y 2 IC (para categorías de tráfico T0 y T1), y considerando las mismos parámetros mecánicos y criterios de fallo de los materiales. También se ha tenido en cuenta la hipótesis de Miner para considerar los daños producidos durante las distintas estaciones del año. Esto es, se han repasado, mediante técnicas numéricas, los cálculos llevados a cabo por el CEDEX por medio de métodos analíticos.
- b) Posteriormente se han repetido los cálculos pero modificando la ley de fatiga de las mezclas bituminosas (se adopta la propuesta por el CEDEX en el COST 324, ya que es, de las expresiones de fatiga expuestas, la más conservadora para un número de aplicaciones de carga superior a 10^6 , como puede verse en la Figura 2) y considerando un comportamiento elástico no-lineal para las capas granulares (Ley de Boyce). Los parámetros adoptados para estos materiales se han obtenido de Gomes Correia (1996) y son los siguientes:

Zahorra artificial: $K_1 = 60,000$; $G_1 = 20,000$; $n = 0.45$; $\beta = 0.10$

Zahorra natural: $K_1 = 45,000$; $G_1 = 15,000$; $n = 0.40$; $\beta = 0.10$

Se han conservado los módulos de elasticidad para los materiales bituminosos recogidos en la Tabla 1, puesto que, como se ha comprobado, estudios y publicaciones más recientes no han modificado de forma notable dichos valores.

También se ha mantenido la ley de fatiga [7] para la explanada.

En cuanto a los criterios de fallo para las capas tratadas con materiales hidráulicos, se han adoptado los propuestos por Romana (1996) en el XII Curso Internacional de Carreteras (Capítulo de ‘Métodos teóricos de dimensionamiento de firmes’), ya que son los más conservadores de los expuestos:

Suelo-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 0.404 \cdot R_F = 222$ kPa

Tráfico T1: $\sigma_r = 0.528 \cdot R_F = 290$ kPa

Grava-cemento: Tráfico T0: $\sigma_r = 0.382 \cdot R_F = 504$ kPa

Tráfico T1: $\sigma_r = 0.499 \cdot R_F = 658$ kPa

Para las secciones Tipo I y II el análisis se ha realizado comprobando, mediante la aplicación de la ley de Miner de acumulación de daños al conjunto de las tres hipótesis térmicas realizadas, que el número de ejes admisibles era superior al número de ejes, N_T , para los que se dimensionaba la sección, obteniendo éstos a partir de la conversión del número de vehículos pesados en tráfico equivalente.

Del cálculo tensional se obtienen las deformaciones producidas por la sollicitación, con este valor se entra en las leyes de fatiga y se obtiene el valor, N , admisible que se compara con N_T . Si $N > N_T$ la sección se considera estructuralmente válida, y de todas las secciones analizadas se adopta, generalmente, aquella en la que N y N_T están más próximos.

La expresión analítica de la ley de Miner para las tres hipótesis térmicas es:

$$N_M = \frac{1}{\frac{0.25}{N_I} + \frac{0.50}{N_{P-O}} + \frac{0.25}{N_V}} \quad [22]$$

En las secciones Tipo III el fallo nunca se produce por fatiga de la mezcla bituminosa sino por fatiga de la explanada o tensiones de tracción excesivas en las fibras inferiores de las capas hidráulicas.

En las siguientes figuras se van a analizar las deformaciones y tensiones que se generan en las distintas capas de firme al aplicar la carga superficial de 900 kPa en una superficie de 15,16 cm de radio. Se exponen los resultados correspondientes a la sección estructural MG 2550 E2; es decir, un firme compuesto por 25 cm de mezcla bituminosa y 50 cm de zahorras sobre una explanada E2.

En la Figura 4 pueden apreciarse los módulos de elasticidad considerados en primera aproximación (hipótesis de comportamiento elástico-lineal de las capas granulares), para las capas que componen la sección MG 2550 E2:

- 15 cm de MB: 3,000 MPa (hipótesis de verano)
- 10 cm de MB: 6,000 MPa
- 25 cm de zahorra natural: 460 MPa
- 25 cm de zahorra natural: 190 MPa

firmes

- 100 cm de explanada: 80 MPa

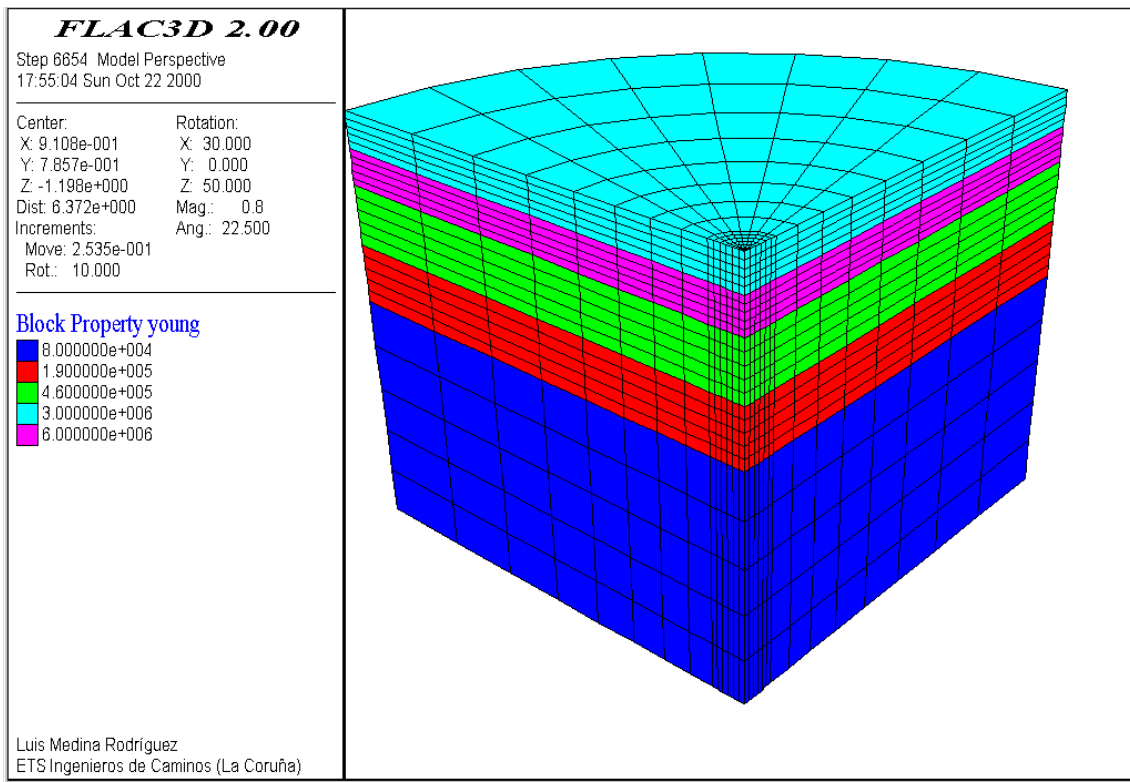


Figura 4. Módulos de elasticidad, E , para la sección MG 2550 E2. Hipótesis de comportamiento elástico-lineal.

La Figura 5 representa el valor del parámetro K (ver expresión [17]) del modelo de Boyce en los distintos elementos correspondientes a las capas granulares. Se aprecia nítidamente la variación de la deformabilidad de los elementos de la malla en función de su estado tensional.

La distribución de tensiones verticales y radiales, para comportamiento elástico-lineal, se representa en las Figuras 6 y 7, respectivamente. Puede verse cómo las tensiones verticales se debilitan rápidamente con la profundidad, llegando a ser del orden de 100 kPa al llegar a la fibra superior de la zorra artificial. También se disipan rápidamente en sentido radial. Las tensiones de tracción son prácticamente despreciables.

En cuanto a las tensiones radiales, el comportamiento es distinto. Cerca de la superficie las tensiones son de compresión, con valores máximos cercanos a los 900 kPa, decrecen rápidamente con la profundidad y llegan a valer, en la fibra inferior del aglomerado, unos 600 kPa de tracción. En sentido radial, las tensiones máximas de compresión alcanzan una distancia muy reducida, poco mayor que el radio de la rueda, mientras que las tracciones en la mezcla bituminosa se extienden una distancia cercana a los 50 cm.

En la Figura 8 pueden verse las deformaciones verticales en la sección de firme analizada. Se observa que los movimientos máximos también se concentran en un espesor pequeño de firme. Los valores más elevados de la deflexión en superficie son del orden de 0.18 mm (en la hipótesis de verano).

La Figura 9 muestra las deformaciones radiales, en función de la distancia al centro de aplicación de la carga, generadas en las fibras inferiores de las distintas capas.

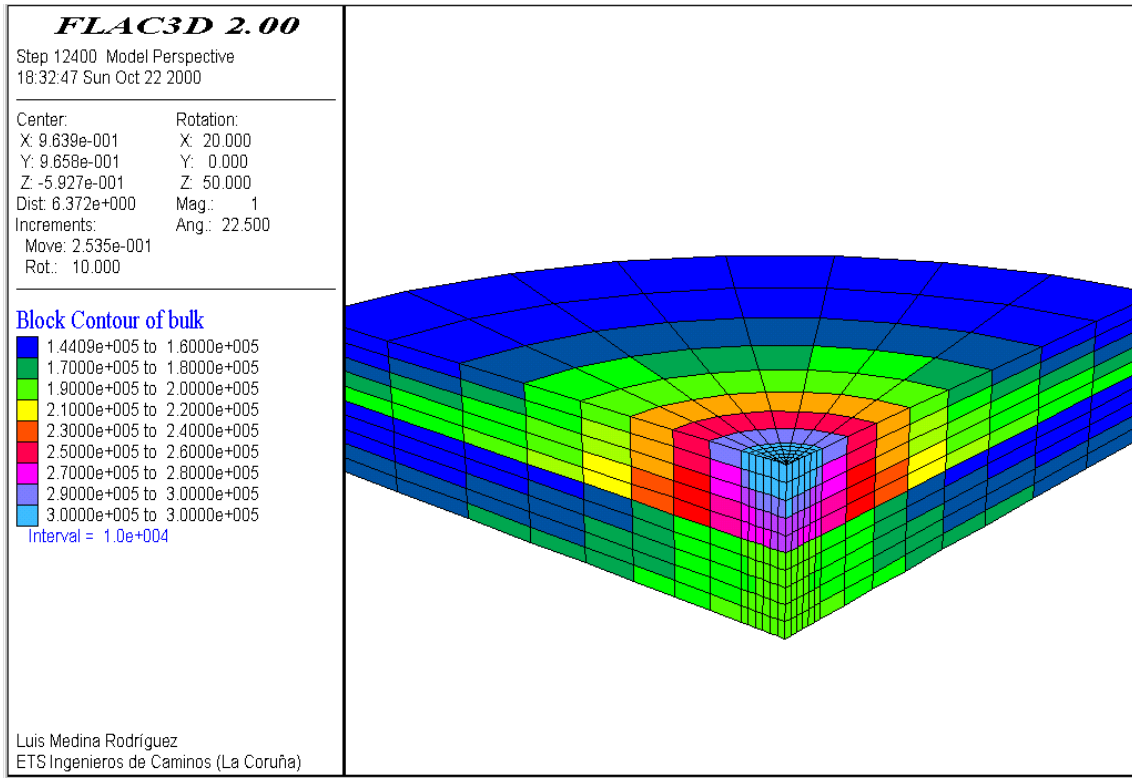


Figura 5. Módulos de deformación volumétrica, K , para la sección MG 2550 E2. Hipótesis de comportamiento no lineal.

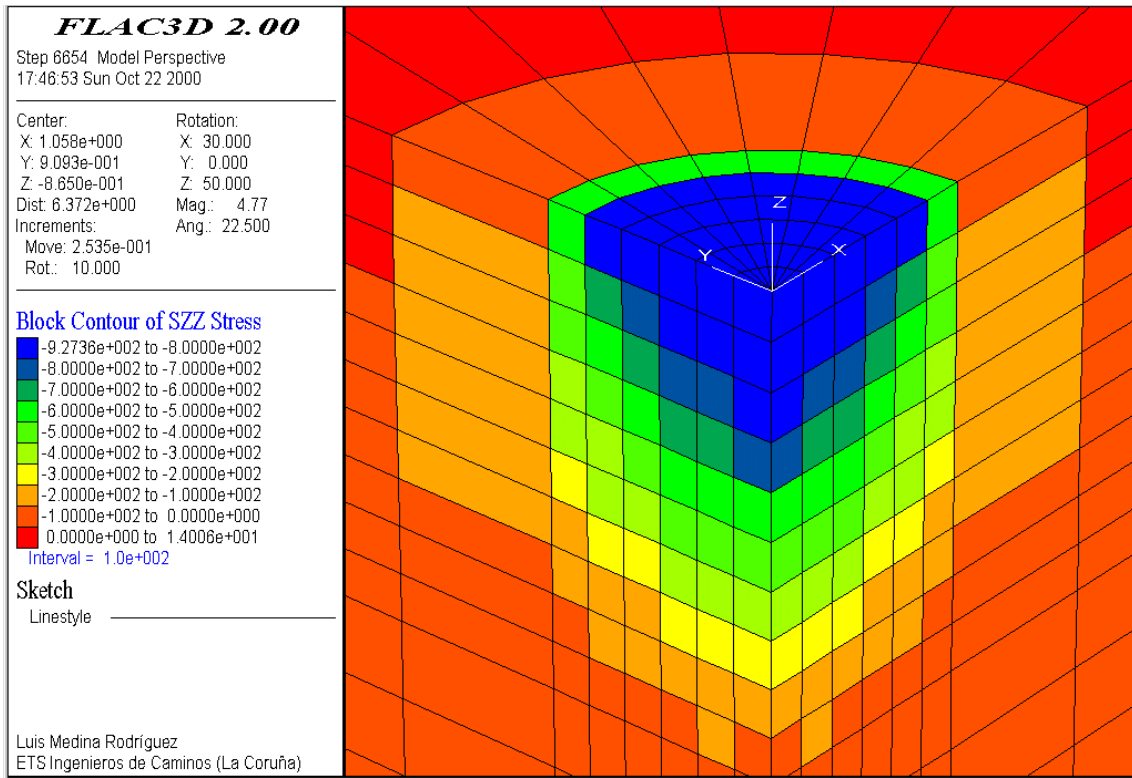


Figura 6. Distribución de tensiones verticales (kPa) para la sección MG 2550 E2. Hipótesis de comportamiento elástico-lineal.

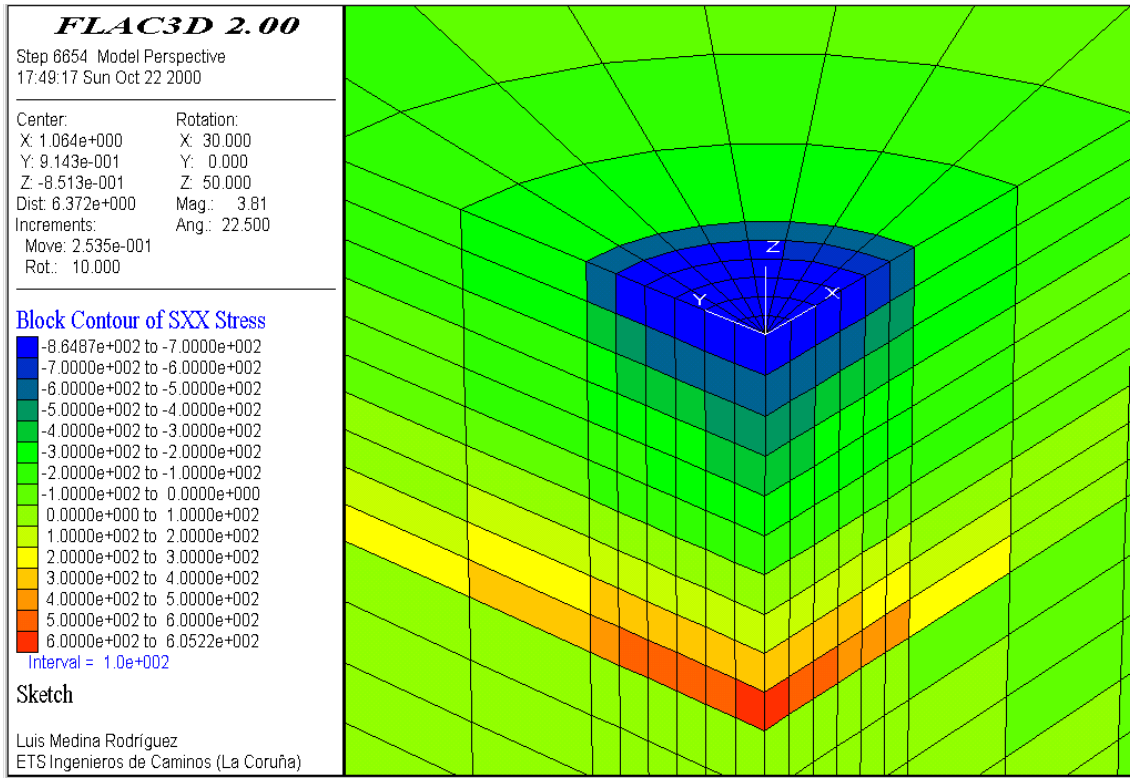


Figura 7. Distribución de tensiones radiales (kPa) para la sección MG 2550 E2. Hipótesis de comportamiento elástico-lineal.

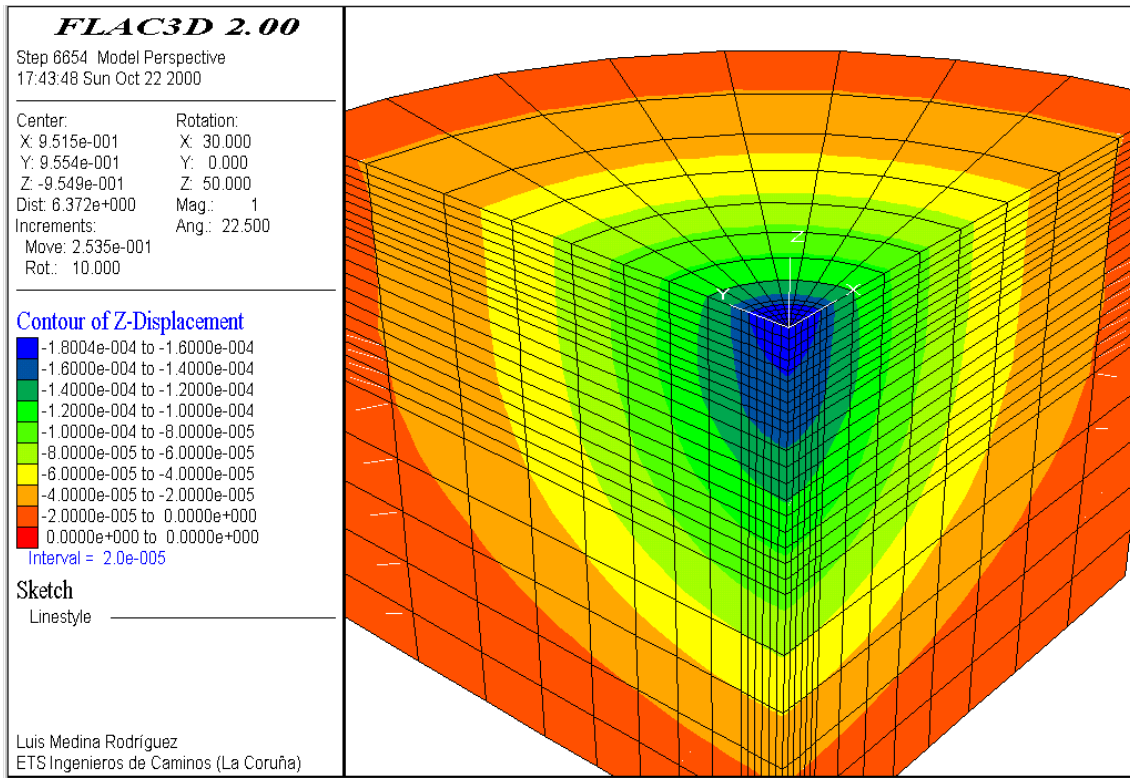


Figura 8. Distribución movimientos verticales (m) para la sección MG 2550 E2. Hipótesis de comportamiento elástico-lineal.

Puede verse cómo las deformaciones máximas se producen, en todas las capas, en la vertical del centro de la rueda. El máximo se produce en la fibra inferior de la capa más baja del aglomerado (MB2). Las deformaciones en la fibra superior de la explanada son iguales a las de la fibra inferior de la zahorra natural (ZN).

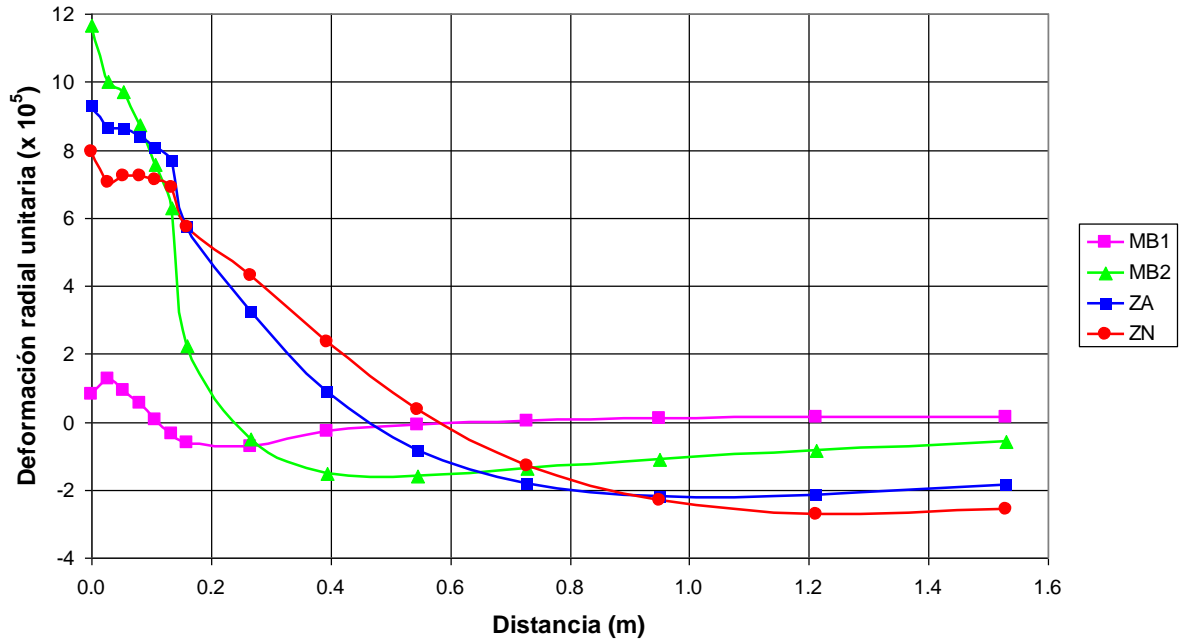


Figura 9. Deformaciones radiales unitarias para la sección MG 2550 E2.

La Figura 10 muestra la variación con la profundidad de la deformación vertical unitaria, a diferentes distancias, *r*, del centro de la zona cargada.

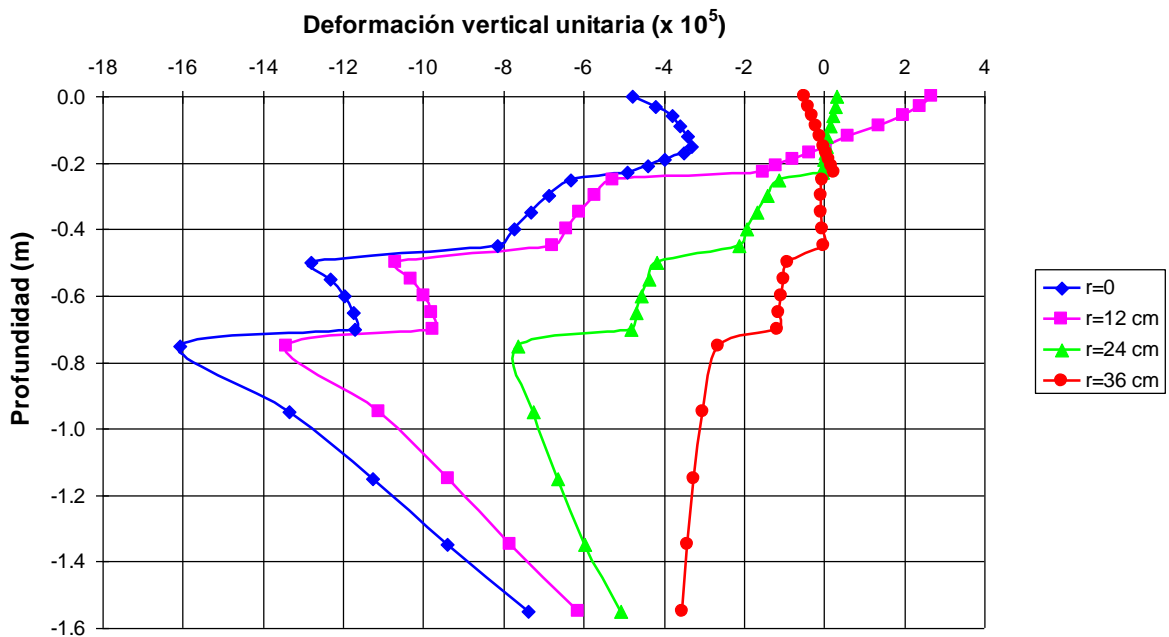


Figura 10. Deformaciones verticales unitarias a diferentes distancias de la carga, para la sección MG 2550 E2.

Puede comprobarse cómo las deformaciones son mayores a medida que disminuye el módulo de elasticidad de las capas (de arriba abajo), hasta llegar a la cara superior de la explanada (a - 0.75 m de la superficie), a partir de donde decrece hasta llegar a la base del firme.

En la Figura 11 se representa la variación de tensiones verticales bajo el centro de la rueda. Resulta llamativo observar la rapidez con la que las tensiones disminuyen al transmitirse la carga hacia las capas inferiores. En la fibra superior de la zahorra artificial (-0.25 m), la tensión es únicamente de unos 100 kPa, como ya se ha comentado anteriormente (Figura 6)

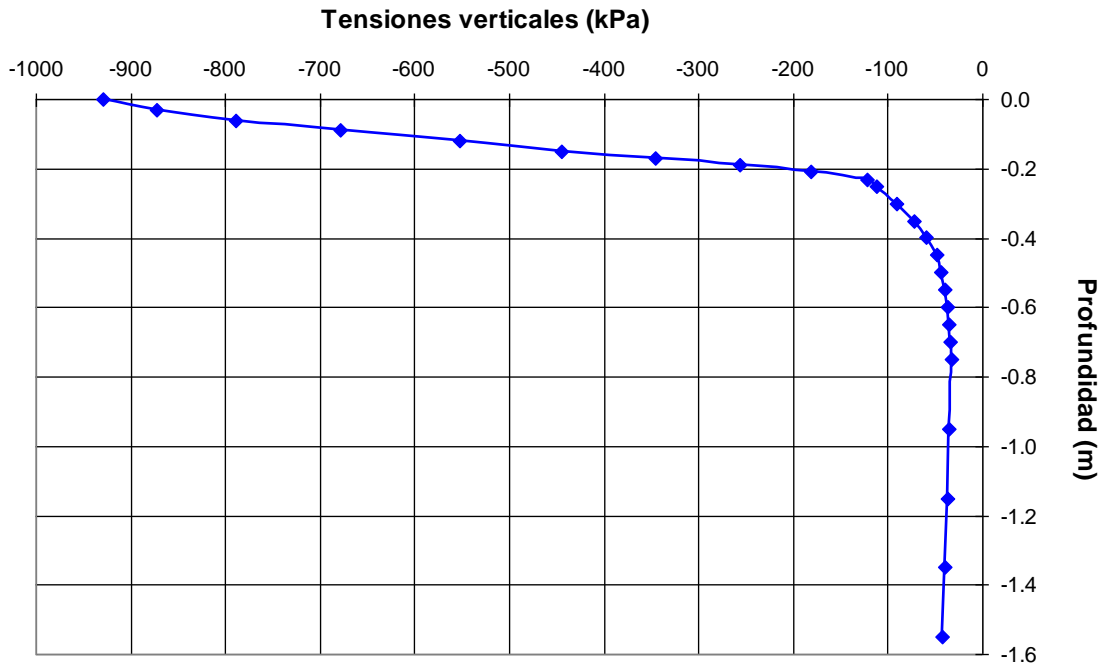


Figura 11. Tensiones verticales bajo el centro de la rueda (kPa), para la sección MG 2550 E2.

Los resultados obtenidos para las estructuras tipo FD, MG y MH se han recogido, respectivamente, en las Tablas 1, 2 y 3. En las columnas denominadas UDC (Universidad de La Coruña) se exponen los resultados obtenidos a partir de las dos hipótesis mencionadas al principio de este apartado: comprobación numérica de los cálculos del CEDEX, y repetición de los mismos modificando la ley de fatiga de las mezclas bituminosas, utilizando una ley de comportamiento elástico no-lineal para las capas granulares, y empleando los criterios de tensión admisible dados por Romana (1996) para las capas de materiales hidráulicos. En gris oscuro se han marcado las secciones cuyos cálculos han aportado una categoría inferior a la de la Instrucción 6.1-I.C. y 6.2-I.C. En gris claro se indican los casos en que la categoría determinada es superior.

Sección	Número de ejes equivalentes aplicados en la mezcla bituminosa (x 10 ⁶)	Número de ejes equivalentes aplicados en la explanada (x 10 ⁶)

	CEDEX	UDC	CEDEX	UDC
FD 3500 E3 (031)	82.0 (T0)	112 (T0)	26.0 (T0)	86.0 (T0)
		26.2 (T0)		86.0 (T0)
FD 3000 E3 (131)	22.0 (T1)	29.9 (T0)	9.6 (T1)	35.0 (T0)
		9.96 (T2)		34.9 (T0)

Tabla 6. Resultados del estudio para las secciones FD.

Sección	Número de ejes equivalentes aplicados en la mezcla bituminosa ($\times 10^6$)		Número de ejes equivalentes aplicados en la explanada ($\times 10^6$)	
	CEDEX	UDC	CEDEX	UDC
MG 3520 E2 (021)	52.7 (T0)	65.8 (T0)	28.9 (T0)	71.8 (T0)
		15.8 (T1)		80.7 (T0)
MG 3050 E2 (022)	43.0 (T0)	45.5 (T0)	57.7 (T0)	142.9 (T0)
		17.6 (T1)		128.5 (T0)
MG 3020 E2 (121)	13.9 (T1)	16.9 (T1)	12.4 (T1)	31.8 (T0)
		14.7 (T1)		35.1 (T0)
MG 2550 E2 (122)	12.0 (T1)	13.2 (T1)	25.6 (T0)	68.6 (T0)
		3.0 (T2)		56.5 (T0)
MG 3025 E3 (032)	60.7 (T0)	60.9 (T0)	63.7 (T0)	182.3 (T0)
		27.6 (T0)		227.2 (T0)
FD 2525 E3 (132)	15.5 (T1)	16.6 (T1)	25.6 (T0)	77.7 (T0)
		6.1 (T2)		86.3 (T0)

Tabla 7. Resultados del estudio para las secciones MG.

Sección	Número de ejes equivalentes aplicados en la explanada ($\times 10^6$)		Tensión en la capa superior de material hidráulico (kPa)		Tensión en la capa inferior de material hidráulico (kPa)	
	CEDEX	UDC	CEDEX	UDC	CEDEX	UDC
MH 3020 E2 (023)	>100 (T0)	183 (T0)	360 (SC)	260 (T1)	-	-

MH 2520 E2 (123)	52 (T0)	104 (T0)	450 (SC)	320 (T2)	-	-
MH 2720 E3 (033)	>100 (T0)	466 (T0)	340 (SC)	260 (T1)	-	-
MH 2220 E3 (133)	80 (T0)	240 (T0)	420 (SC)	320 (T1)	-	-
MH 1545 E2 (024)	>100 (T0)	790 (T0)	250 (GC)	160 (T0)	210 (SC)	150 (T0)
MH 1542 E2 (124)	>100 (T0)	584 (T0)	270 (GC)	180 (T0)	240 (SC)	170 (T0)
MH 1542 E3 (034)	>100 (T0)	2,810 (T0)	240 (GC)	170 (T0)	200 (SC)	150 (T0)
MH 1540 E3 (134)	>100 (T0)	2,192 (T0)	250 (GC)	180 (T0)	210 (SC)	170 (T0)
MH 0842 E2 (125)	>100 (T0)	495 (T0)	530 (HC)	350 (T0)	250 (SC)	170 (T0)
MH 0845 E2 (025)	>100 (T0)	694 (T0)	480 (HC)	300 (T0)	220 (SC)	140 (T0)
MH 0842 E3 (135)	>100 (T0)	2,408 (T0)	470 (HC)	330 (T0)	210 (SC)	150 (T0)
MH 0845 E3 (035)	>100 (T0)	3,660 (T0)	420 (HC)	290 (T0)	180 (SC)	130 (T0)

Tabla 8. Resultados del estudio para las secciones MH.

A la vista de estos resultados, puede decirse que, cuando se emplean los mismos parámetros y leyes de fatiga que empleó el CEDEX en 1986:

- En los tipos de estructura FD y MG, y para las capas de mezcla bituminosa, puede comprobarse que los resultados obtenidos a partir de métodos numéricos son similares a los obtenidos por métodos analíticos por el CEDEX.
- En todos los tipos de estructura (FD, MG y MH), las deformaciones determinadas en la explanada son inferiores a las calculadas por el CEDEX, lo que deja a la vigente normativa, en este aspecto, del lado de la seguridad.
- En estructuras MH, las tracciones obtenidas en las fibras inferiores de los materiales hidráulicos son inferiores a las que determinó el CEDEX, por lo que se comprueba que estas secciones de firme están del lado de la seguridad (considerando, claro está, los criterios de tensiones máximas admisibles que ellos emplearon).

Sin embargo, si se considera la ley de fatiga propuesta por el CEDEX en el COST 324 (más conservadora), una ley de comportamiento no-lineal para las capas de material granular, y los criterios de tensiones admisibles para las capas de materiales tratados con cemento, dadas por Romana (1996), se advierten las siguientes modificaciones:

- La sección 131 pasa a admitir un tráfico T2 en lugar del T1 que figura en la Instrucción.
- Las secciones 021 y 022 pasan a admitir un tráfico T1 en lugar del T0 admitido en la Instrucción.
- Las secciones 122 y 132 pasan a admitir un tráfico T2 en lugar del T1 admitido en la Instrucción.
- En cuanto a las secciones con capas de materiales tratados con cemento, las capas de suelo-cemento soportan tensiones de tracción superiores a las admisibles, por lo que las secciones 023, 033 y 133 pasan de admitir un tráfico T0 a un tráfico T1 y la 123 pasa de un T0 a un T2.

8. Conclusiones

- Al repetir los cálculos realizados por el CEDEX en 1986 utilizando métodos numéricos, se comprueba, en las secciones de las normativas 6.1-I.C. y 6.2-I.C. referentes a categorías de tráfico T0 y T1, que los resultados obtenidos son similares, o quedan del lado de la seguridad, a los que obtuvo el CEDEX a partir de métodos analíticos.
- Si se emplea una ley de fatiga más conservadora para las mezclas bituminosas, unos criterios también más conservadores de tensiones admisibles para las capas de materiales hidráulicos, y un modelo de comportamiento elástico no-lineal para las capas granulares, se comprueba que algunas secciones de las mencionadas normativas quedan del lado de la inseguridad; es decir, que admitirían un número de ejes inferior al teóricamente supuesto.
- Estas discrepancias se deben, fundamentalmente, a la elevada sensibilidad que presentan las expresiones de fatiga de los distintos materiales ante pequeños cambios de sus coeficientes. Además, hay que tener en cuenta que en los cálculos se han empleado las hipótesis más conservadoras de entre las enumeradas.
- Para conocer realmente la influencia que en los resultados tiene la inclusión de un modelo elástico no-lineal para las capas granulares sería necesario conocer con más precisión los parámetros de dicho modelo.

9. Referencias

- Gomes Correia, A. (1996). *Flexible Pavements*. Proceedings del Simposio Europeo EUROFLEX, Lisboa, 1993. Balkema.
- Instrucción 6.1-I.C. y 6.2-I.C. (1990). *Secciones de Firme*. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
- Instrucción para el diseño de firmes de la red de carreteras de Andalucía (1998). Dirección General de Carreteras, Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía.
- Romana, M. (1996). *Métodos teóricos de dimensionamiento de firmes*. XII Curso Internacional de Carreteras, Madrid, Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.
- García, J. (2000). *Caracterización de módulos, fatiga y otros ensayos dinámicos*. Jornada sobre caracterización y control de calidad de mezclas bituminosas. Madrid. CEDEX.
- Izquierdo, R. y varios autores más (1990). Estudio Técnico-económico de las secciones estructurales para firmes de carreteras. ESPAS (Asociación Española de Refinerías de Petróleo y Productores de Asfalto).
- Rocci, S. (2000). *El proyecto y el dimensionamiento*. V Congreso Nacional de Firmes. Las Capas de Base para Firmes de Carreteras. León.
- CEDEX (1986). *Justificación tensional de las secciones estructurales propuestas en el catálogo de firmes de autovías (tráficos T0 y T1)*. Convenio de colaboración en la revisión de las Normas 6.1-I.C., 6.2-I.C. y 6.3-I.C.