

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ELÁSTICA NO LINEAL DE LAS CAPAS DE BASE CONFORMADAS CON MATERIALES GRANULARES EN LAS SECCIONES DE LA INSTRUCCIÓN 6.1 Y 6.2 IC

Luis Medina Rodríguez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETS Ingenieros de Caminos (La Coruña)

Ignacio Pérez Pérez
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETS Ingenieros de Caminos (La Coruña)

Manuel Romana
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETS Ingenieros de Caminos (Madrid)

1. INTRODUCCIÓN

En el año 1986, el CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) realizó, mediante un convenio de colaboración con la Dirección General de Carreteras, la comprobación del dimensionamiento de las secciones de firme recogidas en las Normas 6.1 y 6.2 de la Instrucción de Carreteras. En el año 1990, estas secciones fueron nuevamente comprobadas, en un estudio editado por la Asociación Española de Refinerías de Petróleo y Productores de Asfalto donde se hacía un pormenorizado análisis técnico-económico de las secciones de dicha Instrucción.

En ambos casos se utilizó un método analítico-empírico o mecanicista-empírico. Por un lado, se emplearon modelos de respuesta multicapa basados en la teoría de Burmister y, por el otro, se emplearon modelos de comportamiento de los materiales del firme basados en diversas leyes empíricas obtenidas y calibradas en el laboratorio. Como es sabido, se considera como la respuesta del firme las tensiones, las deformaciones y los desplazamientos críticos en cada una de las capas del mismo. Los modelos de comportamiento relacionan la respuesta con el grado de deterioro del firme a lo largo del tiempo, considerando la repetición de las cargas. Los modelos utilizados en estos dos estudios se referían únicamente al agrietamiento por fatiga, sin tener en cuenta otros mecanismos de deterioro como, por ejemplo, la formación de roderas plásticas, la reflexión de las grietas de las capas tratadas con cemento y el agrietamiento por bajas temperaturas.

En el presente trabajo, se van a comprobar las secciones de la Instrucción de Carreteras (6.1 y 2 IC) que incorporen en su estructura capas de materiales granulares. Sin embargo, en esta oportunidad, en vez de emplear como herramienta de cálculo un sistema multicapa se utilizarán dos modelos numéricos para estudiar la respuesta de estas capas granulares: un modelo tridimensional (en *FLAC^{3D}*), empleando un esquema explícito de diferencias finitas, y un modelo axilsimétrico (en *SIGMA/W*), que trabaja con elementos finitos.

Una diferencia significativa con respecto a los dos estudios mencionados con anterioridad es que, en esta ocasión, el análisis de la respuesta de las capas de materiales granulares se hará incorporando dos modelos elásticos no-lineales (modelos de Boyce y Hicks). Además, los

modelos de comportamiento del deterioro estructural del firme empleados por el CEDEX se van a comparar con otros más recientes que surjan de una revisión bibliográfica.

Para evitar una excesiva longitud del artículo, solamente 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). Tampoco se comprobarán las secciones de firme que incorporen hormigón vibrado como capa de rodadura.

2. PROCESO DE DIMENSIONAMIENTO DEL CEDEX

La Instrucción 6.1-IC y 6.2-IC “*Secciones de firme*”, con la que, en los últimos años, se han proyectado las carreteras pertenecientes a la Red de Carreteras del Estado (RCE), basan el cálculo de los espesores de las capas del firme en el proceso siguiente (para más detalle, pueden consultarse Crespo *et al.*, 1986 y Medina *et al.*, 2002):

1. El eje tipo considerado es simple, de 13,000 kg, y con ruedas sencillas, lo que supone una carga por rueda de 6500 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 decidió realizar una clasificación de las secciones de la Instrucción, atendiendo a los tipos de materiales utilizados, en tres tipos básicos de estructura:
 - Tipo I: mezclas bituminosas sobre la explanada. También se las denomina FD (*Full Depth*).
 - Tipo II: mezclas bituminosas sobre zahorras (artificial, artificial más natural) y éstas últimas sobre la explanada. También se las denomina MG.
 - Tipo III: mezclas bituminosas sobre los materiales hidráulicos (hormigón compactado más suelo-cemento, grava-cemento más suelo-cemento, suelo-cemento) y éstas, a su vez, sobre la explanada. También se las denomina MH.

Como ya se ha comentado anteriormente, en el presente estudio únicamente se analizarán las secciones Tipo II. En las secciones Tipo I y III el comportamiento de los materiales es fundamentalmente elástico lineal, y una comprobación estructural de las mismas puede consultarse en Medina *et al.* (2002).

3. En el cálculo del número de ejes que solicitan el firme a lo largo de su vida útil prevista (20 años) se tuvo en cuenta las categorías de tráfico y el tráfico equivalente. Las categorías de tráfico adoptadas para las secciones de las carreteras de la RCE fueron 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.

Con el fin de realizar la comprobación analítica de las secciones adoptadas, se transformaron estas categorías de tráfico en el número de repeticiones, N_T , de cargas tipo previstas durante la vida de servicio estimada del firme. Este número de ejes tipo

admisible fijado por el CEDEX, en función de la categoría del tráfico, y para estructuras con base bituminosa o granular, es el reflejado en la Tabla 1:

Tabla 1. Número admisible de ejes tipo en función de la categoría del tráfico		
Categoría de tráfico	T0	T1
Vehículos pesados por día	>2000	2000-800
Tráfico acumulado en ejes de 13 t.(x 10 ⁶)	25.0	12.4

4. Tanto en las secciones Tipo I como en las secciones Tipo II se asumió que la deformación unitaria radial en la fibra inferior de la mezcla bituminosa y la vertical en la fibra superior de la explanada son los parámetros críticos que determinan la vida de servicio del firme (Figura 1). Por otra parte, a partir del cálculo tensional, se obtuvieron las deformaciones producidas por la sollicitación; con este valor se entró en el modelo de comportamiento y se obtuvo el valor admisible, N , que se comparó con N_T . Si se cumplía $N > N_T$ entonces la sección se consideraba estructuralmente válida, y de todas las secciones analizadas se adoptó, generalmente, aquélla en la que N y N_T estaban más próximos. Además, el cálculo de las tensiones, las deformaciones y los desplazamientos se realizó teniendo en cuenta las tres hipótesis térmicas: invierno, verano y primavera-otoño. En este sentido, la expresión analítica de la ley de Miner de acumulación de daños para el conjunto de las tres hipótesis térmicas utilizada por el CEDEX fue la siguiente:

$$N_M = \frac{1}{\frac{0.25}{N_I} + \frac{0.50}{N_{P-O}} + \frac{0.25}{N_V}} \quad (3)$$

Siendo:

- N_M = Número admisible de repeticiones de carga por la capa del firme
- N_I = Número admisible de repeticiones de carga, bajo la hipótesis térmica correspondiente al invierno
- N_{P-O} = Número admisible de repeticiones de carga, bajo la hipótesis térmica correspondiente a las estaciones primavera y otoño
- N_V = Número admisible de repeticiones de carga, bajo la hipótesis térmica correspondiente al verano

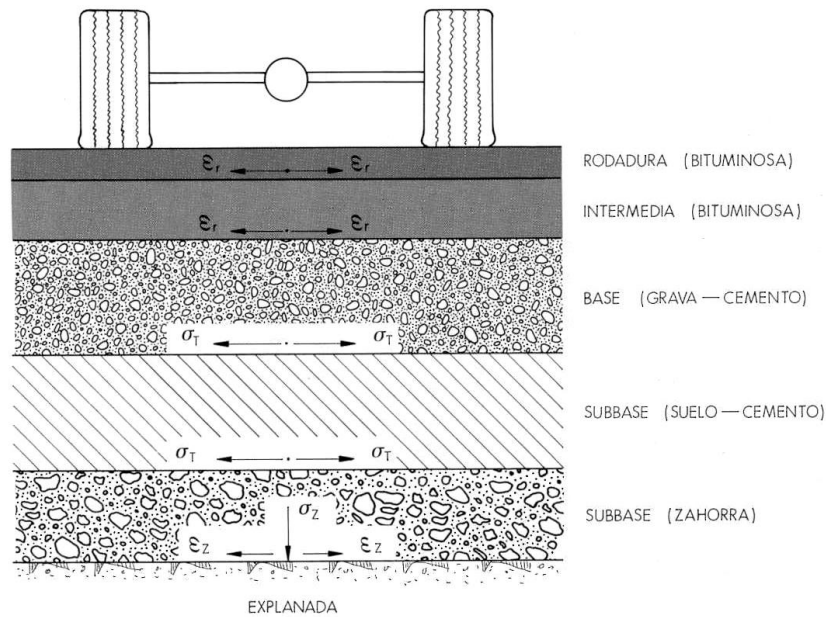


Figura 1. Tensiones y deformaciones adoptadas como criterios de deterioro estructural (Fuente: Izquierdo et al., 1990).

3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

3.1 Mezclas bituminosas

En el estudio original del CEDEX, se recurrió a métodos semiempíricos para asignar los valores del módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (ν) a las mezclas bituminosas. Los módulos de elasticidad empleados para estos materiales, son función tanto de la época térmica del año como del espesor total de la mezcla. Se estimó que el gradiente de temperatura afecta a los 15 centímetros superiores, a los que se aplica tres hipótesis térmicas: invierno, primavera-otoño y verano. Como se observa en la Tabla 2, el resto de espesor de mezcla se caracteriza mediante un módulo constante de 6000 MPa. El coeficiente de Poisson se toma igual a 0.35 (Crespo et al., 1986):

Tabla 2. Características mecánicas de las mezclas bituminosas				
Espesor (cm)	Módulo de elasticidad (MPa)			Coeficiente de Poisson
	Época climática			
	Invierno	Primavera-Otoño	Verano	
15	10,000	6000	3000	0.35
$h-15$	6000			

Siendo h el espesor total de la mezcla bituminosa.

3.2 Materiales Granulares

3.2.1 Comportamiento elástico lineal

Para la caracterización de los materiales granulares, en el estudio del CEDEX se sigue el criterio de fijar el módulo de una capa en función del módulo de la capa subyacente, E_s , y el espesor de la capa granular, h (mm). Esto se puso de manifiesto mediante la adopción de la expresión de Dorman y Metcalf (Crespo, 1984):

$$E = 0.206 \cdot h^{0.45} \cdot E_s \quad (4)$$

Como coeficiente de Poisson se adoptó el valor 0.35. De esta manera, en las secciones de la Instrucción 6.1 y 6.2 IC, se tienen los valores de los módulos que aparecen en la Tabla 3 (Crespo *et al.*, 1986):

Tabla 3. Características mecánicas de los materiales granulares			
Materiales granulares	Módulo de elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson	Sección
Zahorra natural	190	0.35	022-122
Zahorra artificial	180	0.35	021-121
	460		022-122
	480		032-132

3.2.2 Modelos de respuesta no lineal para los materiales granulares

Para el presente estudio se ha trabajado con dos modelos distintos de elasticidad no lineal: el modelo de Hicks (1970) y el de Boyce (1980).

Hicks sugirió una sencilla relación hiperbólica comúnmente conocida por el modelo k - θ . El comportamiento elástico no lineal de los materiales granulares se reproduce mediante la siguiente ecuación:

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (5)$$

Siendo:

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Primer invariante del tensor de tensiones efectivas} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\ k_1, k_2 &= \text{Constantes del material, obtenidas a partir de ensayos triaxiales} \end{aligned}$$

Por otra parte, el comportamiento mecánico de los materiales granulares se puede caracterizar mediante la descomposición de los esfuerzos y las deformaciones en sus componentes desviadora y volumétrica. Mediante este planteamiento, se reemplaza el Módulo Resiliente (E) y el Coeficiente de Poisson (ν) por el Módulo Volumétrico (K) y por el Módulo Transversal (G), respectivamente. Las deformaciones volumétrica y transversal de corte se pueden expresar en función de las tensiones esférica y desviadora utilizando ecuaciones similares a la Ley de Hooke para materiales elásticos e isótropos. En este sentido, con el fin de estudiar la

relación entre el esfuerzo y la deformación, Boyce desarrolló un modelo teórico elástico no lineal. A través de este modelo, Boyce planteó que, debido a que los materiales granulares no se comportan de forma lineal, tanto K como G deberían expresarse en función del esfuerzo normal medio (tensión esférica) elevado a una potencia menor que la unidad. De acuerdo a esto, Boyce propuso las siguientes expresiones para la determinación de K y G :

$$K = K_1 \cdot p^{1-n} \quad (6)$$

$$G = G_1 \cdot p^{1-n} \quad (7)$$

Siendo:

$$p = \text{Tensión esférica} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$

$$n, K_1, G_1 = \text{Constantes del material}$$

A partir de consideraciones teóricas, Boyce especificó que tanto la deformación transversal como la volumétrica deben satisfacer el Teorema de la Reciprocidad de Maxwell. Al ser K y G solamente funciones de p , las ecuaciones 6 y 7 no satisfacen el teorema de la reciprocidad y, por lo tanto, Boyce sugirió utilizar otro planteamiento un poco más complicado:

$$K = \frac{K_1 \cdot p^{1-n}}{\left(1 - \beta \cdot \frac{q^2}{p^2}\right)} \quad (8)$$

$$G = G_1 \cdot p^{1-n} \quad (9)$$

Siendo q la tensión desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) y:

$$\beta = (1-n) \cdot \frac{K_1}{6 \cdot G_1} \quad (10)$$

Como se puede observar, al imponer una relación entre la deformación volumétrica y la deformación de corte, el número de parámetros del material se limita a tres. Boyce verificó y demostró que el modelo da un buen ajuste de los resultados de los ensayos triaxiales realizados con presión de cámara variable (Pérez *et al.*, 2000; Pérez *et al.*, 2002).

3.3 Explanada

El CEDEX, para la caracterización mecánica de la explanada, adoptó en su trabajo el conocido criterio de establecer el módulo de la capa a partir del índice CBR , mediante la expresión siguiente (Crespo *et al.*, 1986):

$$E(\text{MPa}) = 10 \cdot CBR \quad (11)$$

Los valores del índice *CBR* considerados en las dos categorías de explanada E2 y E3 fueron los siguientes:

- Categoría E2: $CBR \geq 8$
- Categoría E3: $CBR \geq 20$

Introduciendo estos valores en la expresión (11) y adoptando un coeficiente de Poisson de 0.4, las características mecánicas adoptadas para la explanada son las que están reflejadas en la Tabla 4 (Crespo *et al.*, 1986):

Tabla 4. Características mecánicas de la explanada		
Categoría de la explanada	Módulo de elasticidad (MPa)	Coefficiente de Poisson
E2	80	0.40
E3	200	0.40

4. MODELOS DE DETERIORO ESTRUCTURAL

Como se sabe, en la vida de servicio de un firme se emplean dos conceptos de fallo: el estructural y el funcional. El fallo estructural se define como la pérdida de cohesión de todas o alguna de las capas del firme, de manera que no le es posible soportar las cargas impuestas por el tráfico. El fallo funcional se produce cuando el firme no puede permitir el paso de los vehículos de manera cómoda y segura, y puede venir acompañado o no de un fallo estructural. En el presente trabajo sólo se va a considerar el fallo estructural de las capas del firme ocasionado por la repetición de las cargas del tráfico (fatiga).

El agrietamiento estructural por fatiga está relacionado con la deformación o la tensión horizontal por tracción en el fondo de la capa del material. En este sentido, el criterio de fallo relaciona la deformación o la tensión producidas con el número admisible de repeticiones de carga, obtenido en ensayos de fatiga realizados en el laboratorio sobre las muestras de materiales. El agrietamiento se asocia con la respuesta resiliente (recuperable) del firme ante las cargas dinámicas del tráfico. Según estos modelos las grietas, generalmente, se desarrollan desde abajo hacia la superficie.

4.1 Agrietamiento por fatiga de las mezclas bituminosas

En los modelos empleados en las mezclas bituminosas se toma como parámetro crítico la deformación unitaria horizontal por tracción. Dichos modelos son de la forma siguiente (Crespo *et al.*, 1986; Izquierdo *et al.*, 1990):

$$\varepsilon_t = k \cdot N^{-a} \quad (12)$$

Siendo:

ε_t = Deformación unitaria de tracción en la fibra inferior de la capa bituminosa

N = Número de repeticiones de carga admisible
 a, k = Parámetros

Como es obvio, la elección de un modelo de comportamiento para la comprobación de las secciones de firme es una cuestión decisiva a la hora de predecir la vida de servicio 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. En la Tabla 5 aparecen reflejados los valores de los parámetros utilizados por algunos organismos. El CEDEX empleó en su estudio de 1986 los valores correspondientes a la ley de la Shell. Ligeramente diferentes son los valores recomendados por Izquierdo *et al.* (1990) en el trabajo de investigación realizado para la ESPAS. En la publicación donde se refleja el informe final de la acción COST 324 (Ministerio de Fomento, 1998), el CEDEX presentó los valores reflejados en la última fila de la Tabla 5, si bien el modelo que figura en dicha publicación está expresado en forma logarítmica.

Tabla 5. Parámetros de las leyes de fatiga de las mezclas bituminosas		
Ley	k	a
Shell-CEDEX (1986)	2.522×10^{-3}	0.20
Shell-ESPAS (1990)	2.852×10^{-3}	0.20
CEDEX-COST324	6.44×10^{-3}	0.27

4.2 Agrietamiento por fatiga de la explanada

En cuanto a la explanada, también existen diversas leyes de fatiga cuya forma general viene dada por la expresión (13):

$$\varepsilon_v = k \cdot N^{-b} \quad (13)$$

Siendo:

ε_v = Deformación unitaria vertical en la capa superior de la explanada
 N = Número admisible de repeticiones de carga
 b, k = Parámetros

En la Tabla 6 están reflejados los valores de los parámetros de algunas de estas leyes (Izquierdo *et al.*, 1990):

Tabla 6. Parámetros de las leyes de fatiga de la explanada		
Ley	k	b
Belga	1.1×10^{-2}	0.23
Shell	1.1×10^{-2}	0.25

Francesa	2.1×10^{-2}	0.24
Inglesa	0.56×10^{-2}	0.24
Brown y Pell	2.16×10^{-2}	0.28

En la Figura 2 se han representado las expresiones de las leyes de fatiga de las mezclas bituminosas utilizadas por varios organismos, así como la ley de Brown y Pell empleada para las explanadas.

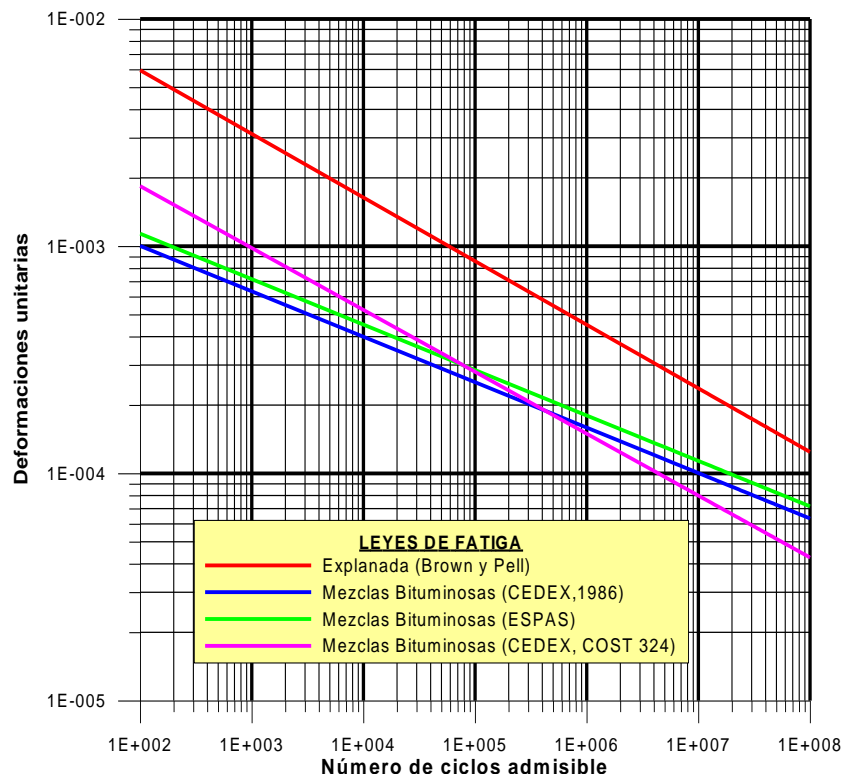


Figura 2. Leyes de fatiga de las mezclas bituminosas y de la explanada.

5. DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

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 dos programas comerciales diferentes, con el fin de poder contrastar los resultados:

- FLAC^{3D}* (versión 2.0. Itasca Consulting Group Inc.). *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. En la Figura 3 se puede ver la malla de diferencias finitas empleada para este trabajo.
- SIGMA/W* (versión 4. Geo-Slope International Ltd.). *SIGMA/W* es un programa que resuelve problemas bidimensionales (en deformación plana) o axilsimétricos, empleando para ello un esquema en elementos finitos. Al igual que el anterior, permite

simular el comportamiento elasto-plástico de suelos, rocas u otros materiales estructurales. En la Figura 4 se puede ver la malla de elementos finitos empleada.

Las condiciones de contorno impuestas en ambos modelos 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. En cuanto a las condiciones de continuidad entre las interfaces de las capas del firme, solamente se ha estudiado el caso de adherencia total entre todas las capas del firme. Se ha tenido en cuenta el peso propio de los materiales que forman los paquetes de firme.

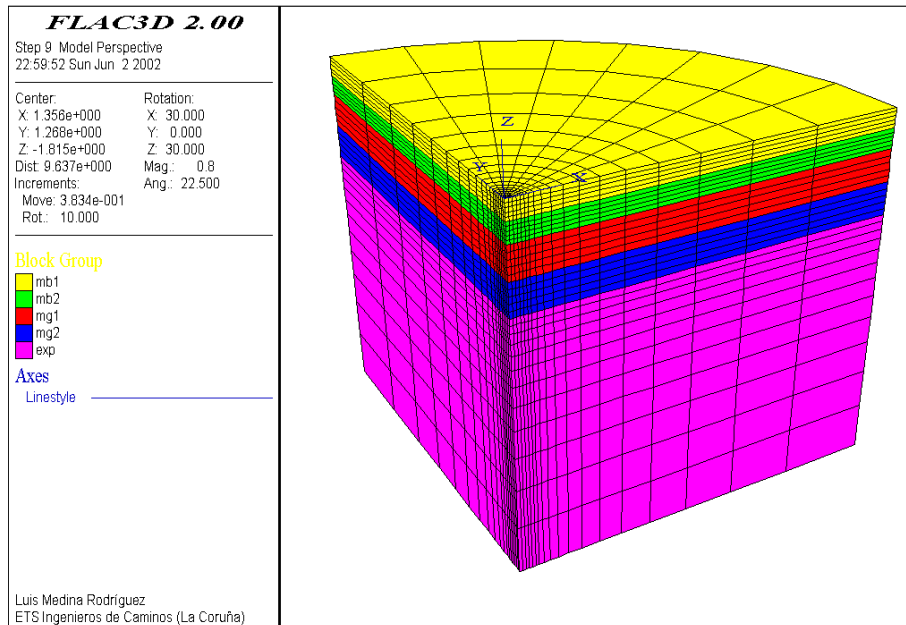


Figura 3. Malla de FLAC^{3D} y sistema de ejes empleados.

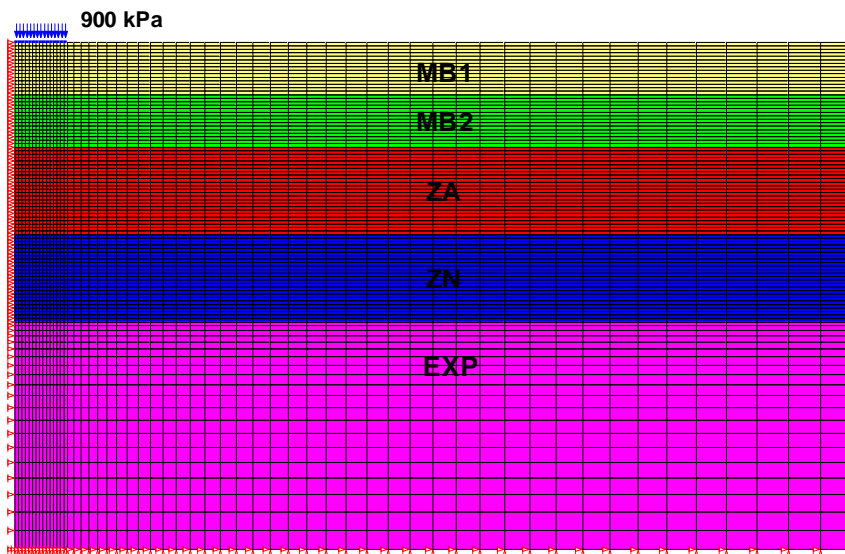


Figura 4. Malla de SIGMA/W.

6. COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DE LOS MODELOS

En las siguientes figuras se van a analizar las deformaciones y tensiones que se generan en las distintas capas de una determinada sección de la Instrucción de firmes cuando se aplica la carga superficial de 900 kPa en una superficie circular de 15.16 cm de radio. La sección elegida es la MG 3050 E2 (correspondiente a la 022 en la Instrucción de Carreteras): estructura con 30 cm de aglomerado, 50 cm de capas granulares y explanada E2 (Figuras 3 y 4). Se van a comparar los resultados aportados por *FLAC^{3D}* y *SIGMA/W*. Además, con este último programa se han hecho dos suposiciones:

- 1- Con una malla de las mismas dimensiones que la empleada con *FLAC^{3D}*.
- 2- Con elementos infinitos en el borde lateral y en la base de la malla. Estos elementos permiten disminuir los efectos de las condiciones de contorno en los resultados al comportarse como si los bordes de la malla estuvieran situados en el infinito.

Para no alargar excesivamente el estudio, únicamente se van a representar los resultados correspondientes a la hipótesis de verano y con el modelo elástico lineal para los materiales granulares; es decir:

- 15 cm de MB; $E = 3000$ MPa, $\nu = 0.35$
- 15 cm de MB; $E = 6000$ MPa, $\nu = 0.35$
- 25 cm de zahorra artificial; $E = 460$ MPa, $\nu = 0.35$
- 25 cm de zahorra natural; $E = 190$ MPa, $\nu = 0.35$
- 200 cm de explanada; $E = 80$ MPa, $\nu = 0.40$

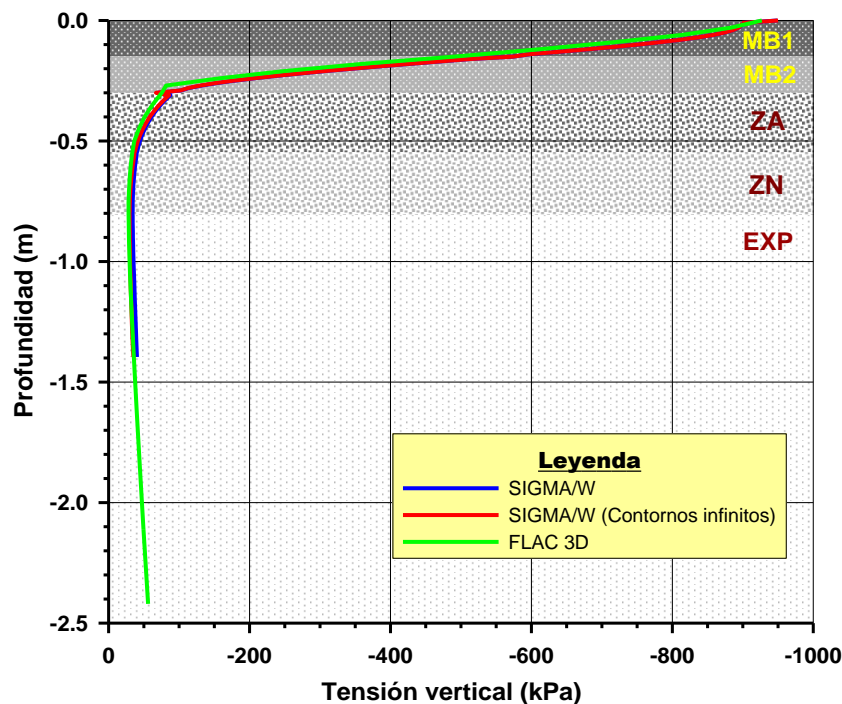


Figura 5. Variación de tensiones verticales bajo la rueda. Sección MG 3050 E2.

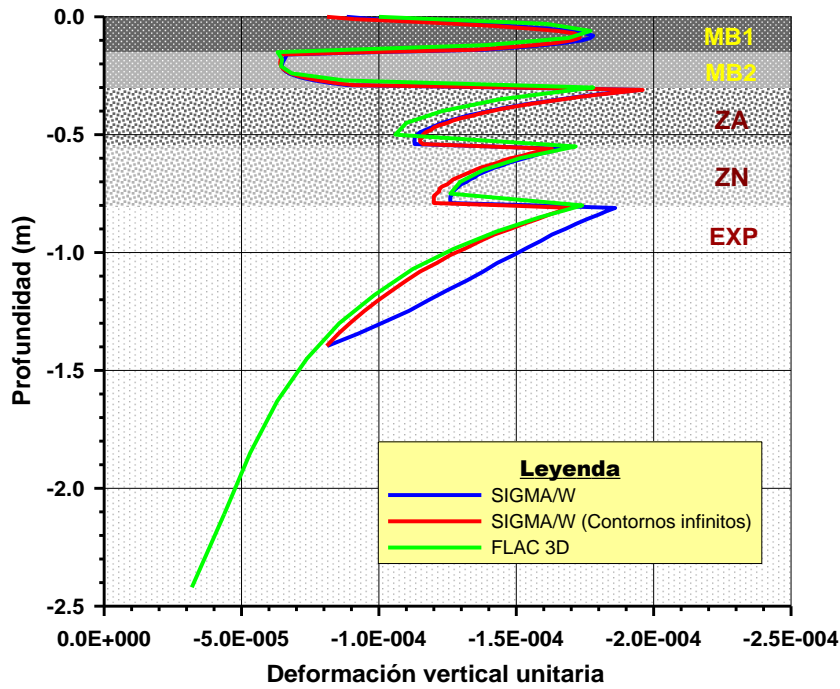


Figura 6. Variación de deformaciones verticales bajo la rueda. Sección MG 3050 E2.

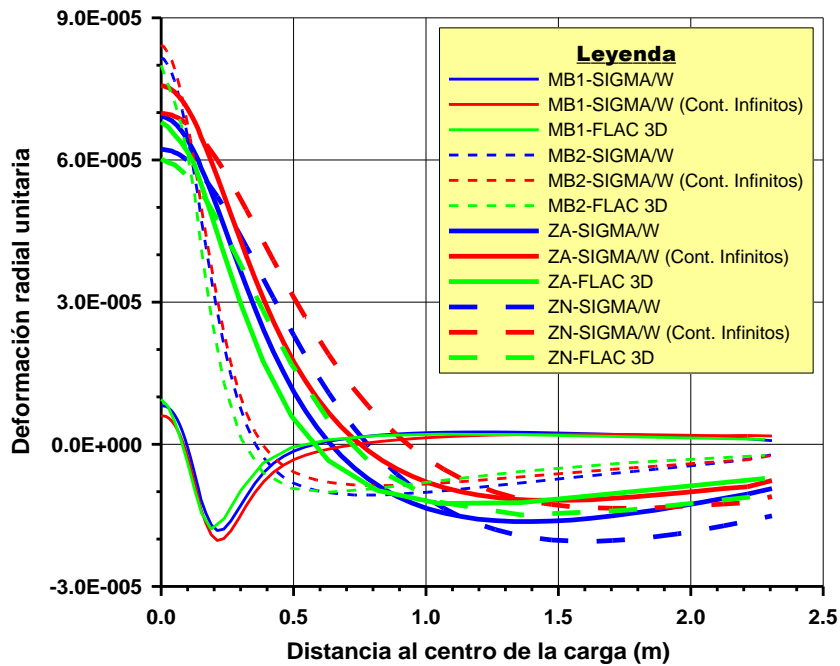


Figura 7. Distribución de deformaciones radiales en la base de las capas. Sección MG 3050 E2.

En la Figura 5 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, (-0.30 m), la tensión de compresión es únicamente de unos 70 kPa; las capas de materiales bituminosos cumplen perfectamente su función de transmitir cargas muy débiles hacia las capas inferiores del firme. También se ve que las predicciones de los tres modelos utilizados son prácticamente iguales.

La Figura 6 muestra la variación con la profundidad de la deformación vertical unitaria, bajo el centro de la zona cargada. Las deformaciones son mayores en la parte superior de cada capa, dándose los valores más altos en la zahorra artificial y en la explanada. Las predicciones dadas por los tres modelos son muy parecidas. Como este tipo de deformación es la utilizada en la comprobación estructural de la explanada, los resultados de cualquiera de los tres modelos podrían utilizarse para tal fin.

La Figura 7 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. Las deformaciones máximas de tracción (signo positivo) se producen, en todas las capas, en la vertical del centro de la rueda. Los máximos valores se producen en las fibras inferiores de la capa más baja del aglomerado (MB2) y de la zahorra artificial (ZA). Las predicciones de los tres modelos son muy parecidas, sobre todo en las capas de material bituminoso, donde las deformaciones radiales son el parámetro crítico de diseño.

7. COMPARACIÓN ENTRE MODELOS ELÁSTICOS LINEALES Y NO LINEALES

Como se ha visto en el apartado anterior, los tres modelos empleados generan resultados muy parecidos en lo referente a las deformaciones críticas de diseño en cada uno de los materiales que componen las secciones con base de material granular. En lo que sigue, se va a trabajar con el modelo de *FLAC* porque es el que permite introducir con mayor sencillez los modelos constitutivos elásticos no lineales para los materiales granulares.

A la hora de comprobar el dimensionamiento de las secciones de la Instrucción de firmes, se ha aplicado la expresión (3) de Miner para tener en cuenta la diferente deformabilidad de las mezclas bituminosas en función de la época del año. El proceso consiste en determinar el número admisible de ejes, N_M , y compararlo con el número de ejes aplicados, N_T (Tabla 1) para el que se dimensiona la sección. Cuando este número (N_M) es superior al número de ejes (N_T) que solicitarán el firme a lo largo de su vida útil prevista (20 años), la sección es válida desde el punto de vista estructural.

En los cálculos se ha mantenido la carga de 900 kPa aplicada en una superficie de circular de 15.16 cm de radio. Los parámetros utilizados para los materiales bituminosos y la explanada han sido siempre los expuestos en los apartados 3.1 y 3.3 (Tablas 2 y 4).

En cuanto a los criterios de fallo, para los materiales bituminosos se adopta la propuesta por el CEDEX en la publicación COST 324, ya que, como puede verse en la Figura 2, es, de las expresiones de fatiga expuestas, la más conservadora para un número de aplicaciones de carga superior a 10^6 . Para la explanada, entre todas las leyes que se pueden observar en la Tabla 6, la ley Inglesa es la más conservadora. Sin embargo, tras diversas consideraciones, se ha optado por la ley de Brown y Pell por ser ésta la que figura tanto en el estudio de la ESPAS como en el realizado por el CEDEX en 1986.

Respecto a los materiales granulares, el tratamiento que han recibido es el que se comenta a continuación.

a) Comportamiento elástico lineal de los materiales granulares

Se han considerado los parámetros mecánicos presentados en el apartado 3.2.1 (Tabla 3), puesto que los valores propuestos en los estudios posteriores comentados no difieren significativamente de los de dicha tabla elaborada por el CEDEX en 1986.

b) Comportamiento no-lineal de los materiales granulares: modelo de Hicks

Los valores empleados para los parámetros del modelo de Hicks se han obtenido de Huang (1993):

- Zahorra artificial: $k_1 = 31,000$; $k_2 = 0.53$
- Zahorra natural: $k_1 = 11,300$; $k_2 = 0.62$

c) Comportamiento no-lineal de los materiales granulares: modelo de Boyce

Los valores utilizados para los parámetros del modelo de Boyce se han obtenido de Paute *et al.* (1987):

- Zahorra artificial: $K_1 = 9400$; $G_1 = 5300$; $n = 0.49$; $\beta = 0.09$
- Zahorra natural: $K_1 = 7800$; $G_1 = 5300$; $n = 0.45$; $\beta = 0.10$

A modo de ejemplo, en la Figura 8 se muestra la distribución del módulo de deformación volumétrica, K , en las capas granulares que resulta de utilizar el modelo de Boyce para las mismas. Se aprecia nítidamente la variación de la deformabilidad de los elementos de la malla en función de su estado tensional, cuando se está aplicando la carga de 900 kPa en la superficie del firme.

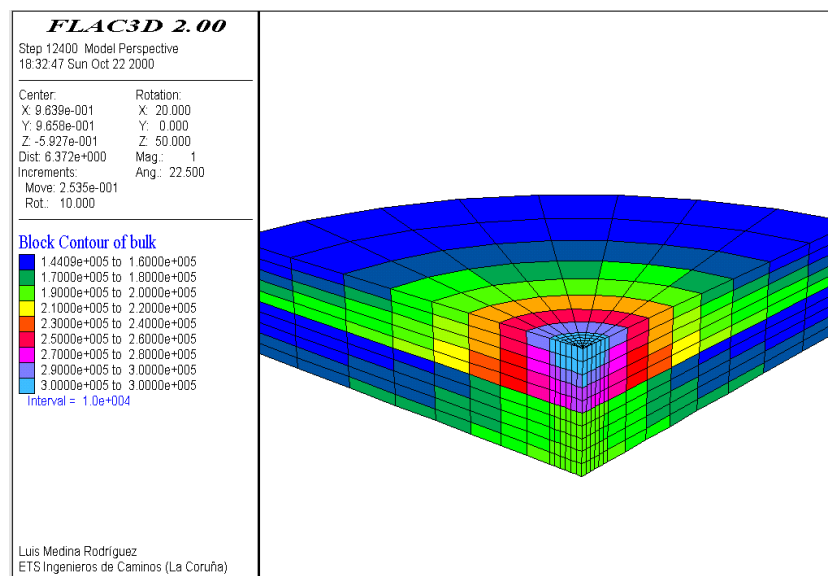


Figura 8. Módulos de deformación volumétrica, K , en las capas granulares de la sección MG 3050 E2. Hipótesis de comportamiento no lineal (modelo de Boyce).

La comparación entre los resultados correspondientes a los tres supuestos que acaban de describirse se recogen en las figuras siguientes. De nuevo, sólo se muestran los correspondientes a la sección MG 3050 E2 (hipótesis de verano), para no alargar excesivamente este artículo.

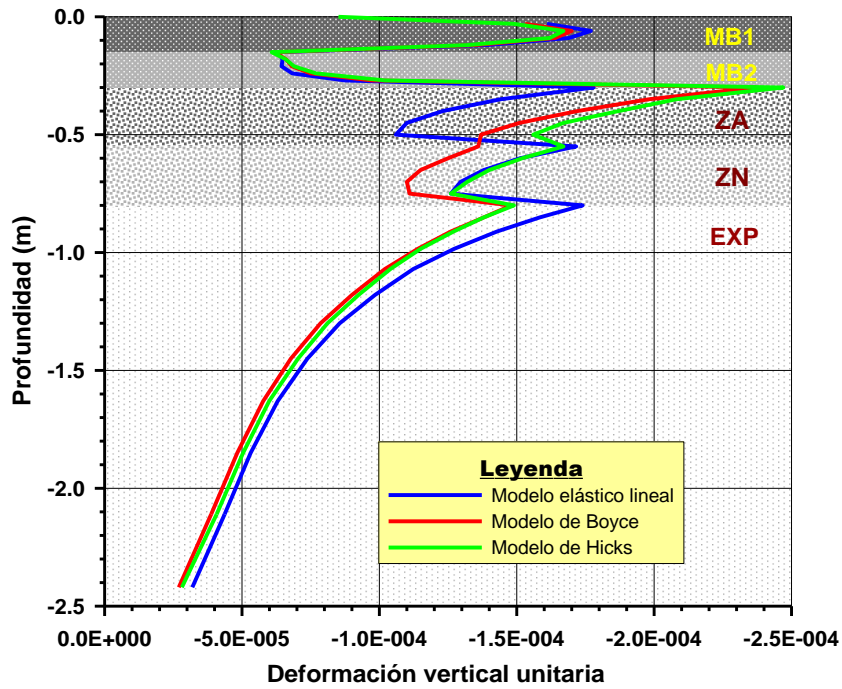


Figura 9. Variación de deformaciones verticales bajo la rueda para distintos modelos constitutivos. Sección MG 3050 E2.

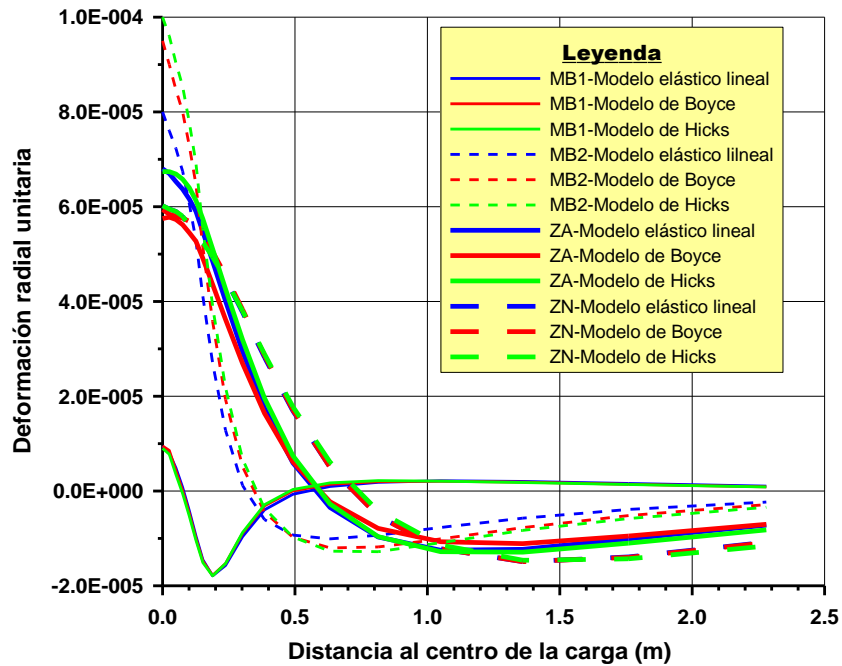


Figura 10. Distribución de deformaciones radiales en la base de las capas para distintos modelos constitutivos. Sección MG 3050 E2.

En la figura 9 puede verse cómo, a partir de los tres modelos constitutivos empleados para las capas granulares, los resultados obtenidos para las deformaciones verticales máximas en la explanada son muy parecidos. A partir de los modelos no lineales se obtienen valores casi idénticos ($1.5 \cdot 10^{-4}$) y ligeramente inferiores a los del modelo lineal ($1.7 \cdot 10^{-4}$): a partir de

aquéllos, se deducirá un número de ejes admisible mayor que con este último, como posteriormente se verá.

Las deformaciones radiales se han representado en la Figura 10. La atención debe centrarse en los valores máximos que solicitan la fibra inferior de las mezclas bituminosas (MB2). Los modelos no lineales dan resultados muy parecidos y en torno a $10 \cdot 10^{-5}$, ligeramente superiores al calculado mediante el elástico, $8 \cdot 10^{-5}$.

Finalmente, en lo que se refiere a la comprobación estructural de las secciones de la Instrucción de Carreteras, los resultados obtenidos se han recogido en la Tabla 7. En las columnas denominadas UDC (Universidad de La Coruña) se exponen de arriba hacia abajo, respectivamente, los resultados determinados a partir de los tres modelos constitutivos empleados en este trabajo: el elástico lineal, y los modelos no lineales de Hicks y Boyce.

En rojo se han marcado las secciones cuyos cálculos asignan una categoría inferior a la que aparece en la Instrucción 6.1-I.C. y 6.2-I.C.

Hay que ser, sin embargo, tremendamente cauto al examinar los valores que figuran en la Tabla 7. Debe recordarse que, para las mezclas bituminosas, se ha empleado una ley de fatiga más conservadora que la que utilizó el CEDEX en 1986. De la Figura 2 se deduce fácilmente que, si lo que se pretende es comparar con mayor rigor los valores del CEDEX con los obtenidos por la UDC con métodos numéricos, éstos últimos deberían multiplicarse por una cifra cercana a 3. Tras esta consideración, la impresión que desprende la Tabla 7 es bastante menos escandalosa. No debe perderse de vista que el principal objetivo de este trabajo es el estudio de la respuesta de las capas granulares utilizando distintos modelos constitutivos para reproducir su comportamiento.

Los resultados obtenidos para la explanada están mucho más acorde con los obtenidos por el CEDEX, ya que en ambos estudios se ha empleado la misma ley de fatiga.

Tabla 7						
Resultados del estudio						
Sección	Número de ejes equivalentes admisibles en la mezcla bituminosa ($\times 10^6$)			Número de ejes equivalentes admisibles en la explanada ($\times 10^6$)		
	CEDEX	UDC	Elástico	CEDEX	UDC	Elástico
			Hicks			Hicks
			Boyce			Boyce
MG 3520 E2 (021)	52.7 (T0)	14.0 (T1)	28.9 (T0)	47.8 (T0)		
		12.2 (T2)		62.9 (T0)		
		14.9 (T1)		49.7 (T0)		
MG 3050 E2 (022)	43.0 (T0)	39.2 (T0)	57.7 (T0)	99.3 (T0)		
		14.9 (T1)		92.6 (T0)		
		20.4 (T1)		92.0 (T0)		
MG 3020 E2 (121)	13.9 (T1)	13.1 (T1)	12.4 (T1)	19.1 (T1)		
		11.0 (T2)		24.2 (T1)		
		15.3 (T1)		19.8 (T1)		
MG 2550 E2 (122)	12.0 (T1)	11.1 (T2)	25.6 (T0)	44.1 (T0)		
		3.3 (T2)		33.2 (T0)		
		4.8 (T2)		33.1 (T0)		
		53.3 (T0)		97.0 (T0)		

(032)		18.3 (T1)		181.0 (T0)
		31.9 (T0)		137.0 (T0)
MG 2525 E3 (132)	15.5 (T1)	14.9 (T1)	25.6 (T0)	39.6 (T0)
		4.5 (T2)		66.9 (T0)
		8.0 (T2)		49.6 (T0)

A la vista de estos resultados, puede decirse que:

- Para las capas de mezcla bituminosa los resultados obtenidos a partir del modelo de Hicks son inferiores a los aportados por los otros modelos. El modelo de Boyce en algunas secciones deja del lado de la seguridad (022, 122, 032 y 132), con respecto al modelo lineal, y en otras del lado de la inseguridad (021 y 121).
- Para la explanada los tres modelos aportan similares resultados. En este caso, al contrario de lo visto anteriormente, a partir del modelo de Hicks se obtienen, en general, valores más altos del número de ejes admisibles que con los otros dos modelos.

8. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha analizado el comportamiento mecánico de las secciones de firme pertenecientes a la 6.1 y 6.2 IC, con capas de materiales granulares en su estructura.

Se han empleado dos programas comerciales: *FLAC^{3D}* (en diferencias finitas) y *SIGMA/W* (en elementos finitos) para elaborar, respectivamente, una malla tridimensional y otra con simetría axial. Los resultados obtenidos a partir de ambos programas han sido muy similares.

Para reproducir el comportamiento de los materiales granulares se han utilizado tres modelos constitutivos diferentes: el elástico lineal y los elásticos no lineales de Hicks y Boyce. Los resultados obtenidos para las deformaciones verticales unitarias máximas en la explanada son muy parecidos, por lo que, a partir de este criterio, todos los modelos predicen un número similar de ejes admisibles por el firme.

Respecto a las deformaciones radiales máximas en las mezclas bituminosas, los modelos no lineales dan valores muy parecidos entre sí y ligeramente superiores a los calculados mediante el modelo lineal, por lo que el número admisible de ejes equivalentes determinado por aquéllos es inferior (especialmente el obtenido con el modelo de Hicks).

Existen importantes discrepancias entre los valores calculados en este trabajo para el número de ejes admisible con los obtenidos por el CEDEX en 1986. Estas discrepancias se deben a haber empleado leyes de fatiga distintas para las mezclas bituminosas en ambos estudios (la que aquí se ha empleado es más conservadora que la del CEDEX). A partir del criterio de fallo estructural de la explanada los resultados de ambos estudios son mucho más parecidos, ya que, en este caso, sí utilizan la misma ley de fatiga.

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. Esto únicamente puede conseguirse a partir de campañas de ensayos de laboratorio con los materiales que constituyen las estructuras de firme analizadas, labor que en nuestro país, desgraciadamente, todavía está muy lejos de alcanzar el nivel que sería deseable.

9. REFERENCIAS

- BOYCE, H. R. (1980). “A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading”, Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, 285-294.
- CRESPO, R. (1984). “Una aproximación a los métodos de cálculo racional de firmes flexibles o semirrígidos” EPTISA. Madrid.
- CRESPO, R., SÁNCHEZ, C. (1986). “Justificación tensional de las secciones estructurales propuestas en el catálogo de firmes de autovías (tráficos T0 y T1)”. Convenio de colaboración entre la Dirección General de Carreteras y el Centro de Estudios de Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) para la revisión de las Normas 6.1-I.C., 6.2-I.C. y 6.3-I.C. CEDEX. Centro de Estudios de Carreteras.
- HICKS, R. G. (1970). “Factors influencing the resilient properties of granular materials”. PhD. Thesis, University of California. Berkeley. California.
- HUANG, Y. H. (1993). “Pavement analysis and design”. Prentice Hall.
- IZQUIERDO, R., MORILLA, I., DEL VAL, M. A., VIGUERAS, J. (1990). “Estudio Técnico-económico de las secciones estructurales para firmes de carreteras”. ESPAS (Asociación Española de Refinerías de Petróleo y Productores de Asfalto).
- MEDINA, L., PÉREZ, I., CRESPO DEL RÍO, R. (2002). “Comprobación estructural de las secciones de la Instrucción de Carreteras 6.1 y 6.2 IC”. Revista de obras Públicas, Nº 3417 (enero).
- MINISTERIO DE FOMENTO (1998). “Comportamiento de firmes a largo plazo”. COST 324. Informe final. Secretaría General Técnica. Madrid.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. (1990). Instrucción 6.1-I.C. y 6.2-I.C. Secciones de Firme.
- PAUTE, J. L., JOUVE, P., MARTINEZ, J., RAGNEAU, E. (1987). “Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples”. VI Congreso Internacional de dimensionamiento de firmes flexibles, Ann Arbor (Michigan, Estados Unidos).
- PÉREZ, I., MEDINA, L., ROMANA, M. G. (2002). “Calibración de las ecuaciones constitutivas del módulo resiliente de una zahorra artificial de granito”. Carreteras nº 120, Marzo/Abril. Revista de la Asociación Española de la Carretera.
- PÉREZ, I., NAVARRO, V., ROMANA, M. G. (2000). “Comportamiento resiliente de las capas de base de los materiales granulares”. V Congreso Nacional de Firmes. Las capas de base para firmes de carreteras. León.