

**Título:**

**APLICACION DE MODELOS NO LINEALES DE COMPORTAMIENTO DE SUELOS Y MATERIALES GRANULARES AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES**

Primer autor: Ing. Silvia María ANGELONE

Investigadora Senior - Universidad Nacional de Rosario - ARGENTINA

Segundo Autor: Ing. Fernando Oscar MARTINEZ

Investigador Senior - Universidad Nacional de Rosario - ARGENTINA

**Resumen:**

La determinación del comportamiento de los suelos y materiales granulares no ligados, bajo la carga que induce el tránsito, a través de su módulo resiliente constituye un aspecto fundamental en el proceso del Diseño y Evaluación Estructural de los pavimentos flexibles.

El uso de correlaciones empíricas basadas en diferentes parámetros de resistencia (como por ejemplo el valor soporte relativo) habitualmente utilizados en este tipo de materiales para determinar sus características modulares, ha caído en desuso ante la evidente respuesta elástica no lineal de los materiales que componen las capas de sub-base y sub-rasante.

En particular, debido a esta dependencia tensional, diferentes estructuras y/o espesores de las capas que componen el pavimento, provocan cambios importantes en el valor del módulo resiliente de los suelos de subrasante y los materiales de base para una dada condición de humedad y densidad.

El presente trabajo presenta un análisis de distintos modelos no lineales para suelos y materiales granulares que a través de ecuaciones constitutivas vinculan el módulo resiliente de los mismos con el estado de tensiones aplicado y aborda, para determinadas estructuras típicas, el estudio de la influencia que los mismos ejercen en el diseño, con vistas a la adopción de la alternativa que mejor describa la respuesta en servicio de los pavimentos.

## **1. INTRODUCCION**

El proceso de análisis estructural de un pavimento tanto para un nuevo diseño estructural como en el proyecto de sus refuerzos requiere el conocimiento de los parámetros mecánicos que caracterizan a cada uno de los materiales intervinientes (1). Entre ellos, resultan de interés los parámetros que describen la relación tenso-deformación de los suelos y materiales granulares no ligados. Sin embargo, estos parámetros poseen una dependencia tensional por la cual, el módulo de deformación adquiere diferentes valores según el estado

de tensiones a que se encuentra sometido ese material. Este hecho hace que en diferentes estructuras y/o espesores de las capas que componen el pavimento se produzcan cambios importantes en el valor del módulo de deformación de los suelos de subrasante y los materiales de sub-base para una dada condición de humedad y densidad (2) (3).

El presente trabajo presenta un análisis de distintos modelos lineales y no lineales que describen a este módulo de deformación para los suelos y los materiales granulares que a través de ecuaciones constitutivas los vinculan con el estado de tensiones aplicado. Además se aborda, para determinadas estructuras típicas, el estudio de la influencia que los mismos ejercen en el diseño, con vistas a la adopción de la alternativa que mejor describa la respuesta en servicio de los pavimentos.

## **2. CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS – MODELOS DE COMPORTAMIENTO**

Históricamente, la caracterización mecánica de los suelos con referencia al diseño estructural de los pavimentos, se ha efectuado a través del Valor Soporte Relativo CBR.

Este valor, determinado a través de un ensayo de corte (punzonamiento) es de carácter empírico y no está vinculado a ninguna propiedad mecánica fundamental de los suelos y los materiales granulares.

A partir de 1962, Seed y otros introducen el concepto de Módulo resiliente ( $M_r$ ), definiéndolo como la relación entre el tensor desviador dinámico aplicado y la componente de la deformación específica resiliente o recuperable, bajo un pulso dinámico de carga. El valor del  $M_r$ , así propuesto, fue rápidamente aceptado por la comunidad vial en función de las muchas evidencias obtenidas sobre este tipo de comportamiento “pseudo elástico” a través de mediciones de la deflexión recuperable del pavimento con equipos como la regla Benkelman y/o el deflectómetro Lacroix, el cálculo de los módulos de deformación mediante procedimientos de retroajuste (backcalculation) y el comportamiento observado en pavimentos en servicio. En la última década el valor del Módulo resiliente ha sido reconocido como una forma adecuada de caracterizar los materiales no ligados. No obstante, aún requiere un mejor conocimiento sobre la forma más apropiada de llevar a cabo los ensayos de laboratorio, los modelos que representan esos resultados experimentales y la implementación de los mismos dentro de las rutinas de cálculo en los programas computacionales de dimensionamiento de pavimentos (4). Inicialmente, los primeros intentos para introducir el  $M_r$  en los procedimientos de diseño estructural de pavimentos se han basado en correlaciones empíricas con el CBR u otras propiedades de los suelos y materiales granulares. Algunas de estas relaciones se presentan en la TABLA 1.

Mr= 10 CBR (MPa)	Método de diseño SHELL (de Heukelomp and Foster – 1960) (5).
Mr= 38 CBR <sup>0.711</sup> (MPa)	U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (de Green and Hall – 1975) (4)
Mr= 21 CBR <sup>0.65</sup> (MPa)	South African Council on Scientific and Industrial Research (CSIR) (6)
Mr= 18 CBR <sup>0.64</sup> (MPa)	Transport and Road Research Laboratory (TRRL) (de Lister –1987)(6)
Mr= B . CBR (MPa) 5.25< B < 21 y B = 10.5 para CBR < 10 Para suelos cohesivos Mr= 200 . DN <sup>0.5</sup> (MPa) Para materiales granulares Mr= 400 . DN <sup>0.5</sup> (MPa)	AASHTO Design Guide (7)  MAE (8)

**TABLA 1: Relaciones empíricas**

Donde:

Mr: módulo resiliente

CBR: Valor soporte relativo

DN: Índice de Penetración del Penetrómetro dinámico de Cono (DCP) en mm/golpe

Si bien estas relaciones son una aproximación a la caracterización racional de este tipo de materiales, todas ellas tienen como principal limitación que proporcionan un valor único para el módulo resiliente, representativo de un modelo “lineal” (no dependiente del estado de tensiones aplicado). Sin embargo, numerosas evidencias presentadas en la bibliografía indican que los suelos y los materiales granulares muestran un comportamiento que depende del estado de tensiones aplicado, característico de los modelos “no lineales”.

Posteriormente, y con el objeto de incorporar este comportamiento no lineal, distintos investigadores han propuesto otros modelos que pueden ser clasificados como Modelos Bilineal, Semilogarítmico, Hiperbólico y Bi logarítmico Log-Log. Algunos de estos modelos tenso-dependientes se presentan en la Tabla 2, donde:

$\sigma_d$  : tensor desviador aplicado, ( $\sigma_1 - \sigma_3$ )

$K_i$ ,  $C_i$  y  $g_i$  : constantes de ensayo

$\sigma_1$  : tensión principal mayor

$\sigma_3$  : presión de confinamiento lateral, o la tensión principal menor

$p'_o$  : presión efectiva

$\theta$  : primer invariante de tensiones ( $\theta = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$ )

$p_a$ : presión atmosférica

A, B, C: constantes de ensayo

$\tau_{oct}$  : tensión de corte octaédrica ( $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{2} \sigma_d$ )

<b><u>Modelo Bilineal</u></b>	$Mr = K_2 + K_3 (K_1 + \sigma_d) \quad K_1 \geq \sigma_d$ $Mr = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1) \quad K_1 < \sigma_d$	Univ.de Illinois (Thompson and Robert 1979-Thompson 1989) (10)
<b><u>Modelo Semilogarítmico</u></b>	$\text{Log } Mr = C_1 + C_2 \cdot \sigma_d$	Universidad de Illinois.(4)
<b><u>Modelo Hiperbólico</u></b>	$Mr = (g_1 + g_2 \sigma_d) / \sigma_d$ (cambio de variable $y = Mr \cdot \sigma_d$ ) $Mr = A \sigma_d^{-B}$	Universidad de Tennessee (Boateng, Poku and Drumm-1989) (4) Seed y otros, Univ. de California, 1962, para suelos cohesivos(11)
	$Mr = A (\sigma_d / p'_{o})^{-B}$	Brown y otros, Univ. de Nottingham, 1975, para suelos cohesivos (12).
	$Mr = A \sigma_3^B$	Monismith y Seed, Univ. de California, 1967, para suelos granulares y por Dunlap en la Univ. de Texas, en 1963.
	$Mr = A (\theta / p_a)^B$	Duncan y Chan, Univ. de California, 1970, para suelos granulares (14).
	$Mr = A \theta^B$	Hicks y Monismith (1971), Kalcheff y Hicks (1973) y Allen y Thompson, Univ. de Illinois, 1974, (15)
	$Mr = A \sigma_d^{-B} \theta^C$	Uzan, 1985 en la Univ. de Maryland (16) (17)
	$Mr = K_2 + K_3 (K_1 + \sigma_d) \cdot \sigma_3^{K_5}$ Para $K_1 > \sigma_d$ $Mr = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1) \cdot \sigma_3^{K_5}$ Para $K_1 < \sigma_d$	Aranovich, COPPE, UFRJ, Univ. Federal de Río de Janeiro, 1985 (18), modelo bilineal, incorporando la dependencia con $\sigma_3$
	$Mr = A \sigma_d^{-B} \sigma_3^C$	Laboratorio Vial - Imae (Angelone y Martínez- 1990 – FCEIA-UNR (19))
$Mr = A \tau_{oct}^{-B} \theta^C$	Shackel, Australian Road Research 1973, (17). En 1992, Witczak y otros, Univ.de Maryland	

**TABLA 2: Modelos tenso-dependientes**

### 3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

#### 3.1. Determinación del Módulo Resiliente

La determinación del Módulo Resiliente de los Suelos estudiados se ha llevado a cabo según la Norma AASHTO T-294-92 "Método standard de ensayo del Módulo Resiliente de

bases granulares no ligadas, Materiales de sub-base y Suelos de subrasantes - Protocolo SHRP P46". La norma establece la ejecución del ensayo triaxial dinámico sobre una probeta cilíndrica sometida a un Tensor Desviador  $\sigma_d$  (carga vertical) pulsante con una duración de 0.2 segundos y una duración del ciclo carga-descarga de 1 segundo. El espécimen está sujeto a su vez a una presión de confinamiento  $\sigma_3$ , provista dentro de una cámara triaxial.

El protocolo de ensayo prevé dieciséis condiciones de carga diferente con distintas combinaciones de tensor desviador aplicado y presión de confinamiento, para poner de manifiesto la dependencia del Módulo Resiliente con la magnitud de las tensiones aplicadas.

Como consecuencia de los estados de sollicitaciones aplicados, se produce una deformación axial resiliente (recuperable) que es medida y usada para el cálculo del Módulo resiliente como:

$$Mr = s_d / \epsilon_r$$

Donde:

$\sigma_d$  : tensor desviador aplicado

$\epsilon_r$ : deformación específica vertical

A partir de los resultados experimentales así obtenidos, es posible aplicar los diferentes modelos de comportamiento que se detallaron más arriba, utilizando técnicas de regresión.

Para este estudio se han utilizado tres diferentes materiales, cuyas principales características se resumen en la TABLA 3. Se trata de un material granular calcáreo, un suelo cohesivo y un suelo de comportamiento intermedio utilizables como base, subrasante y recubrimiento de subrasante respectivamente.

Tipo de suelo (s/ HRB)	<b>BASE</b> <b>A - 1 - b (0)</b>	<b>RECUBRIMIENTO</b> <b>A - 4 (8)</b>	<b>SUBRASANTE</b> <b>A - 6 (9)</b>
Ensayo de compactación	T - 180 $\delta_{dmax} = 20.60 \text{ KN/m}^2$ $\omega_{bp} = 7.5 \%$	T - 180 $\delta_{dmax} = 18.40 \text{ KN/m}^2$ $\omega_{bp} = 15.3 \%$	T - 99 $\delta_{dmax} = 15.98 \text{ KN/m}^2$ $\omega_{bp} = 22 \%$
CBR (%)	126 %	7 %	3 %
Condiciones de ensayo	$\delta_d = 20.54 \text{ KN/m}^2$ $\omega = 7.08\%$	$\delta_d = 18.04 \text{ KN/m}^2$ $\omega = 15.22\%$	$\delta_d = 16.27 \text{ KN/m}^2$ $\omega = 21.01\%$

**TABLA 3: Principales características de los suelos analizados**

### 3.2. Resultados obtenidos

Para los objetivos del presente trabajo se han considerado únicamente los modelos (ecuaciones constitutivas) que se detallan en la TABLA 4. En todos los casos, los módulos resilientes y las tensiones se expresan en MPa. La aplicación de los modelos indicados precedentemente para cada uno de los materiales utilizados permite obtener los valores del módulo resiliente o sus ecuaciones constitutivas tal como se muestra en la TABLA 5.

Modelo 1	$Mr = 10 \text{ CBR}$	Modelo 5	$Mr = A \sigma_d^{-B}$
Modelo 2	$Mr = 38 \text{ CBR}^{0.711}$	Modelo 6	$Mr = A \theta^B$
Modelo 3	$Mr = 18 \text{ CBR}^{0.64}$	Modelo 7	$Mr = A \sigma_d^{-B} \theta^C$
Modelo 4	$Mr = B \cdot \text{CBR}$	Modelo 8	$Mr = A \sigma_d^{-B} \sigma_3^C$

**TABLA 4: Modelos adoptados**

	A - 1 - b (0)	A - 4 (8)	A - 6 (9)
	<b>MODULO RESILIENTE (Mpa)</b>		
Modelo 1	1260	70	30
Modelo 2	1183	151	83
Modelo 3	398	63	36
Modelo 4	1323	74	32
Modelo 5	-----	$108 \sigma_d^{-0.22}$ $r^2 = 34 \%$	$35 \sigma_d^{-0.32}$ $r^2 = 62\%$
Modelo 6	$1701 \theta^{0.53}$ $r^2 = 80 \%$	-----	-----
Modelo 7	$1300 \sigma_d^{-0.26} \theta^{0.76}$ $r^2 = 96 \%$	$138 \sigma_d^{-0.22} \theta^{0.24}$ $r^2 = 84 \%$	$39 \sigma_d^{-0.32} \theta^{0.17}$ $r^2 = 90\%$
Modelo 8	$3745 \sigma_d^{-0.00} \sigma_3^{0.51}$ $r^2 = 96 \%$	$192 \sigma_d^{-0.14} \sigma_3^{0.14}$ $r^2 = 86 \%$	$43 \sigma_d^{-0.21} \sigma_3^{0.02}$ $r^2 = 93 \%$

**TABLA 5: Resultados obtenidos para los diferentes modelos empleados**

### 3.3. Análisis de los resultados obtenidos

El análisis de los resultados obtenidos permite establecer que:

- Los Modelos 1 a 4, basados en una estimación a partir del valor soporte relativo,

proporcionan un valor único, característico de un comportamiento “lineal” no dependiente del estado de tensiones aplicados. Para los tres materiales analizados, estas estimaciones presentan importantes diferencias entre ellos. Así por ejemplo, para el material de base (A – 1 – b (0)), es posible obtener valores que varían entre 400 y 1300 MPa aproximadamente en tanto que para el suelo de subrasante (A - 6 (9)), los valores del módulo resiliente están entre 30 y 80 MPa.

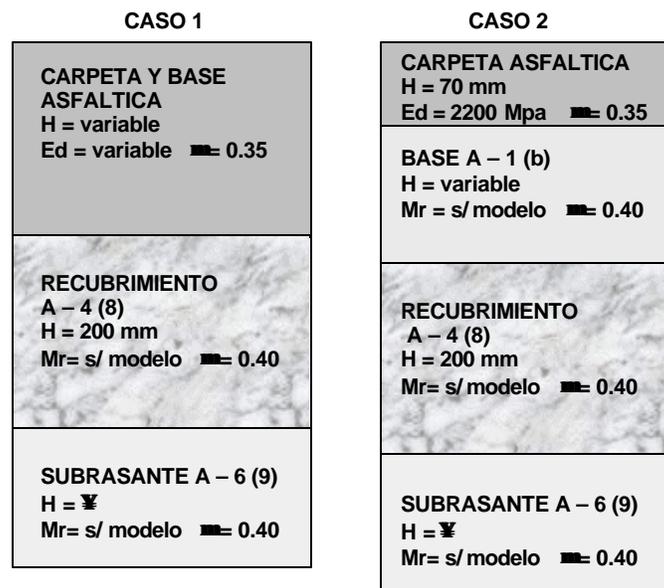
- Los modelos 1, 2 y 4 proporcionan valores muy similares entre sí para el material granular de base mientras que el modelo 3, estima un valor muy inferior, del orden del 25% respecto a los otros tres modelos. Para los suelos de subrasante e intermedio, los modelos 1, 3 y 4 permiten estimar valores muy similares entre sí mientras que el modelo 2 sobreestima el valor del módulo resiliente proporcionando un valor que es 2 a 3 veces mayor que el estimado con los otros tres modelos. Resulta evidente que estos cuatro modelos, basados en relaciones empíricas con el CBR proporcionan valores que sólo pueden ser considerados como una primera aproximación, no del todo confiable y además variable en función del tipo de suelo considerado.
- Los Modelos 7 y 8, basados en dos tensiones utilizadas simultáneamente ( $\sigma_d$  y  $\theta$  ó  $\sigma_d$  y  $\sigma_3$ ), proporcionan coeficientes de correlación  $r^2$  muy altos, del orden del 90%. Estos coeficientes de correlación son superiores en todos los casos a los que se obtienen con los Modelos 5 y 6 basados en un solo estado tensional ( $(\sigma_d$  ó  $\theta)$ ), para los que resultan coeficientes de correlación del 80 % e inferiores.
- El análisis del Modelo 8 es muy ilustrativo respecto a la influencia del estado de tensiones en el módulo resiliente. Para el material de base, de características eminentemente friccional, el módulo resiliente es fundamentalmente dependiente de la presión de confinamiento  $\sigma_3$  con un exponente significativo afectando a esta tensión, en tanto que el exponente que afecta al tensor desviador  $\sigma_d$  es nulo. Por el contrario, para el suelo de subrasante de características cohesivas, el exponente que afecta al tensor desviador  $\sigma_d$  es más significativo que el que afecta a la presión de confinamiento  $\sigma_3$ .
- Sobre este mismo modelo, se observa que para el material granular (friccional) el exponente que afecta a la presión de confinamiento  $\sigma_3$  es positivo, indicando que un aumento de esta tensión provoca un aumento del valor del módulo resiliente. Para el suelo cohesivo, el exponente que afecta al tensor desviador  $\sigma_d$  es negativo de tal manera que mayores valores de esta tensión resultan en menores valores del Mr.
- Para el suelo de recubrimiento de la subrasante, A - 4 (8), de características intermedias entre friccional y cohesivo, ambos exponentes son de igual importancia relativa.
- Finalmente debe señalarse que el Modelo 8 está basado en dos tensiones que, en principio, son independientes entre sí en tanto que para el Modelo 7, el tensor desviador  $\sigma_d$  es considerado dos veces. En un caso en forma independiente y en el otro indirectamente

en el cálculo del primer invariante de tensiones o suma de tensiones principales  $\theta$  ( $\theta = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$ ). Sin embargo este Modelo 8 presenta algunas dificultades en la implementación práctica para el caso particular en que  $\sigma_3$  es nulo y no es posible ejecutar una regresión logarítmica.

#### 4. APLICACIÓN EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

##### 4.1. Estructuras consideradas

A los efectos de analizar la influencia que los diferentes modelos ejercen sobre el diseño estructural de los pavimentos, se han analizado dos casos identificados como CASO 1 y 2 cuyos perfiles se muestran en la FIGURA 1.



**FIGURA 1: Perfiles estructurales de los dos casos analizados**

Estas estructuras de pavimento presentan iguales subrasantes y recubrimientos y difieren en las capas superiores asfálticas y de base. En el CASO 1, se ha considerado una carpeta de rodamiento y base asfáltica en tanto que en el CASO 2, se trata de una carpeta de rodamiento asfáltica y una base granular. Han sido analizadas utilizando un programa desarrollado en el Laboratorio Vial del IMAE con el nombre de VIDA (20). El mismo se basa en un modelo mecanicista donde se calculan tensiones y deformaciones en distintos puntos de la estructura.

Como datos de entrada se ingresan la carga de diseño (se ha empleado un valor por defecto correspondiente al eje de 80 KN), los espesores de las capas componentes con valores

prefijados o como variables dentro de rangos determinados, los valores de los módulos de deformación de cada capa componente pudiendo incorporar valores fijos o ecuaciones constitutivas del material en función del tensor desviador, el primer invariante de tensiones o la presión de confinamiento y los criterios de falla de cada material, proponiendo valores por defecto que pueden ser modificados de acuerdo a la disponibilidad de resultados experimentales o según el criterio del proyectista. Como resultados, el programa proporciona tablas de valores con las tensiones y deformaciones calculadas en distintos puntos, los módulos resilientes finales de las capas si se ingresaron sus ecuaciones constitutivas (mediante un cálculo iterativo y una división en sub capas) y el número de repeticiones admisibles en cada punto de acuerdo a los criterios de falla utilizados.

#### 4.2 Análisis del CASO 1

El CASO 1 ha sido analizado considerando distintas opciones que incluyen dos distintos espesores (200 y 400 mm) y dos distintas rigideces (1300 y 3000 MPa) de las capas asfálticas superiores. Estas dos rigideces pueden ser asociadas a dos diferentes temperaturas para estos materiales.

La FIGURA 2 muestra los valores del módulo resiliente de las distintas capas de suelo obtenidas mediante el programa de cálculo de tensiones y deformaciones. A partir de esta figura es posible concluir que:

- Para los Modelos 1, 2, 3 y 4 {Opciones (A) a (D)} basados en correlaciones empíricas con el CBR, los módulos resilientes de las capas de recubrimiento y subrasante presentan valores constantes, característicos de un comportamiento “lineal” no dependiente del estado de tensiones. Para los modelos “no lineales” basados en el estado tensional de cada punto del suelo {Opciones (E) a (H)}, los módulos resilientes son variables. Para el caso de la Opción (E), basado exclusivamente en el tensor desviador  $\sigma_d$ , los módulos resilientes tienden a crecer con el incremento de la profundidad en razón que se produce una disminución de esta tensión en ese mismo sentido.
- Los Modelos 7 y 8 {Opciones (F) y (G)}, producen muy similares valores tanto para el suelo de recubrimiento como para la subrasante. Ello es debido a que ambos modelos presentan muy altos coeficientes de correlación y cualquiera de ellos describe suficientemente bien el comportamiento “no lineal” de estos materiales.
- El Modelo 5 {Opción (E)}, basado exclusivamente en el tensor desviador  $\sigma_d$  produce los valores de módulo resiliente más altos para ambos suelos y a todas las profundidades.
- Mientras que los Modelos 1, 3 y 4 {Opciones (A), (C) y (D)} permiten estimar módulos resilientes del orden de 70 MPa y 30 MPa para el recubrimiento y la subrasante

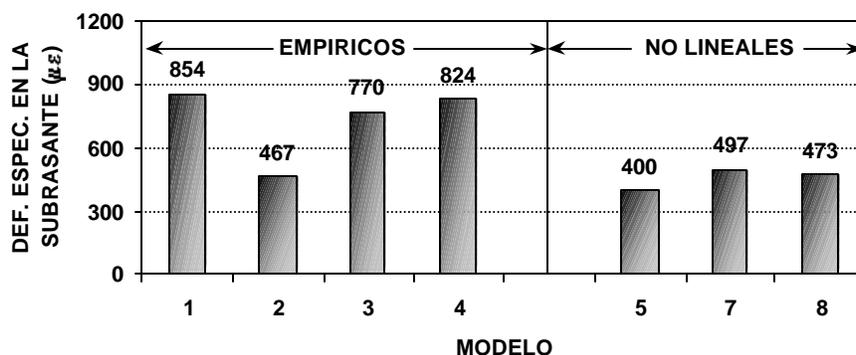
respectivamente, se observa que los modelos “no lineales” 5, 7 y 8 {Opciones (E) a (G)} proporcionan valores entre 116 y 199 MPa para el recubrimiento y entre 77 y 141 MPa para la subrasante. Esta discrepancia de valores sugiere que la utilización de los modelos basados en correlaciones con el CBR conducen a estructuras más débiles y que consecuentemente para soportar los tránsitos de diseño, será necesario incrementar los espesores de las distintas capas con el consiguiente incremento de los costos asociados.

CASO 1	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)	(H)
	VALORES DEL MODULO RESILIENTE (MPa) PARA LOS MODELOS							
	1	2	3	4	5	7	8	8
CARPETA Y BASE ASFALTICA h = 200 mm	E = 1300	E = 1300	E = 1300	E = 1300	E = 1300	E = 1300	E = 1300	E = 3000
RECUBRIMIENTO A - 4 (8) h = 200 mm	70	151	63	74	187	138	135	146
					193	135	132	143
					196	133	127	140
					199	129	122	136
					199	125	116	131
SUBRASANTE A - 6 (9) h = 150	30	83	36	32	106	77	83	88
					122	88	91	95
					141	103	100	104
					122	110	93	90

**FIGURA 2: Valores del Módulo Resiliente para los distintos modelos utilizados**

Finalmente debe destacarse que no es posible asociar un único valor del módulo resiliente como una característica de un determinado suelo, sino que sus propiedades “resilientes” están vinculadas al estado de tensiones al que está sometido en cada estructura en particular. Esta situación está ejemplificada en la Opciones (G) y (H) en donde se ha variado la condición de rigidez de la capas asfálticas superiores. En particular para la Opción (H), el incremento de rigidez de las capas superiores provoca una disminución del tensor desviador en las capas subyacentes y consecuentemente un incremento en el módulo resiliente.

Con el objeto de analizar la influencia que los distintos modelos ejercen desde el punto de vista del diseño estructural, se ha considerado la deformación específica de compresión en la parte superior de la subrasante. Esta deformación específica es habitualmente considerada como un criterio de verificación para la falla de la estructura. La FIGURA 3 muestra la deformación específica de compresión en la parte superior de la subrasante en función del modelo empleado para la estructura del CASO 1 con la opción de capas asfálticas superiores de 200 mm de espesor y un módulo de deformación de 1300 MPa. Se observa que en general, los modelos basados en correlaciones empíricas con el CBR producen mayores deformaciones específicas de aproximadamente el doble de magnitud que las que cabe estimar con la utilización de los modelos "no lineales". Ello significa que, considerando criterios de falla habitualmente utilizados para los suelos de subrasante, el número de ejes admisibles correspondiente a las opciones basadas en los modelos "no lineales" 5, 6, 7 y 8 es aproximadamente 10 veces el que corresponde a los modelos empíricos 1, 2, 3 y 4.



**FIGURA 3: Deformación específica en la subrasante en función del modelo empleado**

#### 4.1 Análisis del CASO 2

La FIGURA 4 muestra los valores del módulo resiliente de las distintas capas de suelo obtenidas mediante el programa de cálculo de tensiones y deformaciones y para los distintos modelos. En todos los casos se ha considerado un espesor de 200 mm para la base granular. El Modelo indicado como 5/6, corresponde a la utilización del Modelo 5 para la base y el 6 para las dos restantes capas de suelos.

A partir de esta figura es posible concluir que:

- La utilización de los modelos empíricos no permite respetar un escalonamiento racional en profundidad de los módulos de las distintas capas en tanto que, la aplicación de los modelos no lineales produce automáticamente esta variación al responder a una distribución de tensiones en profundidad.

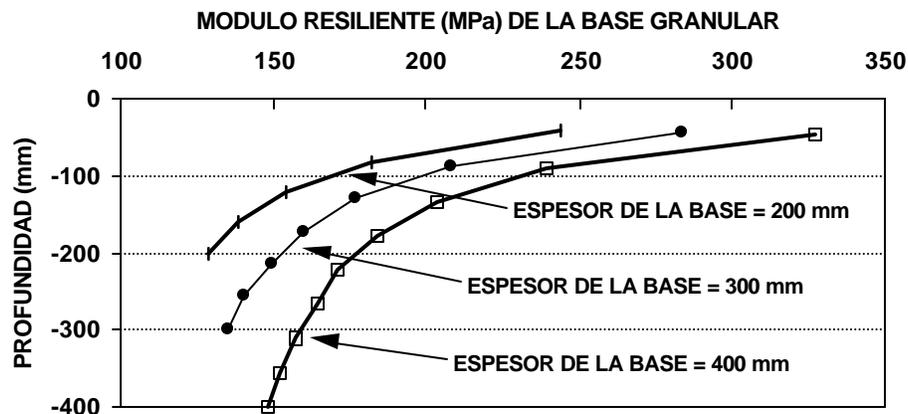
CASO 2	VALORES DEL MODULO RESILIENTE (MPa) PARA LOS MODELOS						
	1	2	3	4	5/6	7	8
CARPETA h = 70 mm	E = 2200	E = 2200	E = 2200	E = 2200	E = 2200	E = 2200	E = 2200
BASE GRANULAR A - 1 - b (0) h = 200 mm	1260	1183	398	1323	892	566	244
					611	383	182
					462	292	154
					371	237	138
RECUBRIMIENTO A - 4 (8) h = 200 mm	70	151	63	74	309	199	128
					192	130	118
					197	129	115
					201	128	112
SUBRASANTE A - 6 (9) h = 200 mm	30	83	36	32	203	126	108
					204	123	105
					111	77	81
					128	89	90
SUBRASANTE A - 6 (9) h = 200 mm	30	83	36	32	149	106	100
					153	111	90

**FIGURA 4: Valores del Módulo Resiliente para los distintos modelos utilizados**

- Para la base granular y con el modelo basado exclusivamente en el primer invariante de tensiones  $\theta$  (Opción 5/6), los módulos resilientes tienden a disminuir con el incremento de la profundidad en razón que se produce una disminución de esta tensión en ese mismo sentido. Por el contrario para el recubrimiento y la subrasante, con el modelo empleado basado exclusivamente en el tensor desviador  $\sigma_d$  (Opción 5/6), los módulos resilientes tienden a aumentar con el incremento de la profundidad en razón que también se produce una disminución de esta tensión en ese mismo sentido.
- Al igual que para el CASO 1, los Modelos 7 y 8, producen muy similares valores tanto para el suelo de recubrimiento como para la subrasante.

Finalmente la FIGURA 5 muestra la variación del módulo resiliente en la base granular en función de la profundidad para diferentes espesores totales de esta capa. Resulta evidente la dependencia del  $M_r$  con el estado de tensiones impuesto de manera que, por ejemplo para el espesor de 400 mm, el módulo resiliente varía desde un valor cercano a 330 MPa en la parte superior a 150 MPa en la inferior. Para un espesor de 200 mm, esta variación

resulta entre 245 y 130 MPa entre la parte superior e inferior de la capa. Entonces, el mismo material colocado en distintos espesores y consecuentemente, solicitado a distintos estados de tensiones responde con muy diferentes parámetros “resilientes”. Como consecuencia, también son distintas las tensiones y deformaciones inducidas a las capas inferiores lo que se traduce en distintos números de ejes admisibles o vidas en servicio.



**FIGURA 5: Módulo resiliente de la base en función de su espesor**

## 5. CONCLUSIONES

De la adopción de distintos modelos que caracterizan el comportamiento resiliente de los materiales no ligados y del análisis de las estructuras planteadas, surge que:

➤ Se han presentado modelos de comportamiento globales para los materiales granulares y cohesivos en donde el módulo resiliente del material es función del estado de tensiones al que el mismo está sometido reconociendo la no linealidad del comportamiento de estos materiales.

➤ Los valores del Módulo resiliente resultante de usar los modelos empíricos basados en correlaciones con el Valor Soporte relativo CBR proporcionan valores que sólo pueden ser considerados como una primera aproximación, no del todo confiable y además variable en función del tipo de suelo considerado.

➤ Los Modelos 7 y 8, basados en dos tensiones utilizadas simultáneamente ( $\sigma_d$  y  $\theta$  ó  $\sigma_d$  y  $\sigma_3$ ), proporcionan coeficientes de correlación  $r^2$  muy altos, del orden del 90% indicando la calidad de los mismos para describir el comportamiento resiliente de todo tipo de materiales no ligados (friccionales, cohesivos e intermedios). El Modelo 8 está basado en dos tensiones que, en principio, son independientes entre sí en tanto que para el Modelo 7, el tensor desviador  $\sigma_d$  es considerado dos veces. En un caso en forma independiente y en el otro indirectamente en el cálculo del primer invariante de tensiones o suma de tensiones principales  $\theta$  ( $\theta = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$ ).

➤ La implementación práctica de estos modelos es factible a partir de los resultados que se obtienen en la determinación experimental del Mr siguiendo procedimientos normalizados y su aplicación no presenta dificultades cuando se emplean programas de cálculo capaces de abordar análisis iterativos cuando le son suministradas las respectivas ecuaciones constitutivas.

➤ Los valores de los Módulos resiliente obtenidos para los casos planteados tienen una variación significativa y ejercen una importante influencia en la vida de diseño del pavimento.

➤ Los valores a utilizar para una mayor aproximación al correcto dimensionamiento de las estructuras deberían surgir de la aplicación de ecuaciones constitutivas que consideren las tensiones actuantes en cada punto del paquete estructural.

## 6. BIBLIOGRAFIA

- (1) "Metodología racional de análisis aplicada a la evaluación de pavimentos flexibles y diseño de mejoras", J. Tosticarelli, H. Poncino, S. Angelone, O. Giovanon, F. Martínez y M. Pagola. XXIX Reunión del Asfalto, Mar del Plata, Argentina, noviembre de 1996.
- (2) "Módulos resilientes de materiales no tratados. Su aplicación al diseño estructural de pavimentos en Argentina", S. Angelone, F. Martínez y J. Tosticarelli, IV Congreso Latino Ibero Americano del Asfalto, México, noviembre de 1987(Tomo I).
- (3) "Módulos resilientes de materiales granulares no tratados. Su aplicación al diseño estructural de pavimentos en Argentina (2da parte)." S. Angelone y F. Martínez. XXV Reunión Anual del Asfalto, Córdoba, Argentina, noviembre de 1988.
- (4) "Use of nonlinear subgrade Modulus in AASHTO design procedure" . M. Witzak, X. Qi and M. W. Mirza. Journal of Transportation Engineering. May/jun 1995. Vol. 121. N° 3. ASCE.
- (5) "Shell Pavement Design Manual", London, 1978 – 1985.
- (6) "Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis". M. Ayres Junior. Dissertation of Doctor of philosophy", 1997. University of Maryland.
- (7) "AASHTO Design Procedures for New Pavements" FHWA-1993.
- (8) "El Penetrómetro Dinámico de Cono. Su aplicación al control y diseño estructural de pavimentos". S.Angelone, J.Tosticarelli y F.Martínez. 6° Ibero-Latinoamericano del Asfalto, Chile, 1991.
- (9) "Aplicación del Penetrómetro Dinámico de Cono en obras viales y controles de compactación. S.Angelone y F.Martínez. 3er Encuentro de Centros del Instituto Panamericano de Carreteras (IPC). San Pablo, Brasil, noviembre 1994.
- (10) "Illl-Pave based full-depth asphalt concrete pav. design procedure". M.R. Thompson. Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, 1987, Michigan USA.
- (11) "Resilience Characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in

asphalt pavements” H. Seed, C Chan and C. Lee. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, 1962, Michigan USA.

(12) “Back-analyzed elastic stiffnesses: comparison between different evaluation procedures”. W Tam and S. Brown. Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. ASTM , STP 1026. 1989. Pag.189-200.

(13) “Prediction of pavement deflection from Laboratory tests”, C. Monismith, H. Mity and C. Chan. Second Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, 1967, Michigan USA.

(14) “FWD backcalculated moduli compared with pavement pressurement moduli and cyclic triaxial moduli”. P. Cosentino and J.L. Briaud. Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli. ASTM , STP 1026. 1989. Pags. 323-340.

(15) “Proceedings of the Workshop on resilient modulus testing” Publication N° FHWA-TS-90-031 march 1990. U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration.

(16) “Characterization of granular material”, J. Uzan , T. R. R. 537, 1985, pp 49-58.

(17) “Resilient Modulus of granular materials under repeated loading” A. Nataatradja. 7<sup>th</sup> International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. ISAP. 1992.

(18) “Design of asphalt pavement using lateritic soils in Brazil” , J. Medina and L. Motta. 6th Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, 1987, Michigan USA.

(19) “Validación in situ de modelos de comportamiento de diferentes materiales viales” F. Martínez, S. Angelone y O. Giovanon, presentado en la XXVI Reunión Anual del Asfalto en Buenos Aires, Argentina, diciembre de 1990.

(20) “Modelización de estructuras de pavimentos. Diseño de mejoras. Programas Backmod y Vida” Ing. Oscar Giovanon. Apunte del curso Diseño estructural de Pavimentos flexibles. Lab. Vial IMAE. FCEIA –UNR – marzo 1998.