

# ESTUDIO DE LAS DEFORMACIONES RESILIENTES DE LOS MATERIALES GRANULARES SUELTOS UTILIZADOS EN CAPAS DE BASE DE CARRETERAS

Ignacio Pérez Pérez; [perez@iccp.udc.es](mailto:perez@iccp.udc.es)

Luis E. Medina Rodríguez

Vicente Navarro Gámir

Universidade da Coruña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Área de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes

15071 A Coruña, España

Manuel G. Romana García

Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería Civil Transportes

28080 Madrid, España

## PALABRAS CLAVE

Módulo resiliente, material granular, capas de base, firmes, carreteras.

## 1. INTRODUCCIÓN

Una de las áreas principales de la ingeniería de carreteras es el diseño analítico de los firmes flexibles. A la hora de abordar el planteamiento analítico del dimensionamiento, un requerimiento fundamental consiste en que, con respecto a sus características de rigidez y resistencia, se empleen eficientemente los materiales que comparten estas capas.

Cuando los materiales granulares se ven sometidos a condiciones de esfuerzo que no alcanzan el fallo, cada aplicación de carga produce una deformación que sólo se recupera parcialmente cuando desaparece la misma. La deformación recuperable (o elástica) después de cada aplicación de carga se denomina deformación resiliente y llega a ser aproximadamente constante cuando aumenta el número de cargas, ya que con cada repetición de las cargas la velocidad de acumulación de la deformación permanente disminuye y el comportamiento se transforma en completamente resiliente. Consecuentemente, es normal asumir que, en estos materiales, el estado de los esfuerzos que se desarrolla bajo la carga se gobierna por el comportamiento resiliente.

Por todo lo dicho anteriormente, uno de los principales objetivos de la investigación de los firmes flexibles de carreteras consiste en establecer relaciones constitutivas que permitan dar predicciones exactas del comportamiento resiliente de los materiales granulares sueltos que conforman las capas de base y subbase.

En esta comunicación se presentan los resultados de una investigación realizada con el fin de obtener diferentes modelos de comportamiento que tratan de explicar la variación del módulo resiliente de los materiales granulares.

## 2. CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL GRANULAR

Se utilizó un material granular proveniente del machaqueo de una cantera de granito situada en la provincia de A Coruña. Con el fin de caracterizar este material se realizaron una serie de ensayos contemplados en el Pliego de Prescripciones Generales para Obras de Carreteras, **PG3**, (MOPU, 1975). En este sentido, se obtuvieron los siguientes resultados:

ENSAYO	PARÁMETRO	RESULTADO
Proctor Modificado: NLT-108	Densidad seca ( $\text{g/cm}^3$ )	2.10
	Humedad óptima	10.
Límites de Atterberg: NLT -105 y 106	No plástico	No plástico
Equivalente de Arena: NLT 113	Equivalente de Arena	51
Desgaste de Los Angeles: NLT -149	Coficiente (%)	37
Contenido de materia orgánica: NLT -118	Porcentaje (%)	0.19
Coficiente de limpieza: NLT -172	Coficiente (%)	1.3
Índice de Lajas: NLT -354	I. de Lajas (%)	3.0
Caras de fractura: NLT -358	Porcentaje (%)	100

**Tabla 1. Ensayos de caracterización.**

También, se llevó a cabo un análisis granulométrico de acuerdo con la norma NLT-104. En la tabla 2 se puede apreciar el cernido ponderal acumulado correspondiente a este material. Como se refleja en dicha tabla, este cernido se inscribe dentro del huso correspondiente a una zahorra artificial **ZA25**, utilizada en capas de base de carreteras.

TAMIZ UNE	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (%)	
	ZA (25)	MATERIAL
25	75-100	100
20	60-90	87.50
10	45-70	65.00
5	30-50	47.50
2	16-32	30.00

0.40	6-20	15.00
0.080	0-10	5.00

Tabla 2. Cernido ponderal del material granular.

### 3. COMPACTACIÓN DE LA MUESTRA DE MATERIAL GRANULAR

Con la finalidad de elaborar una probeta de material granular, se fabricó un molde especial de aluminio de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura. La muestra se compactó en 3 capas del mismo espesor. Para ello, en cada una de las capas, se empleó durante 10 segundos un martillo vibrante tipo *Kango*. De esta forma, inicialmente, se compactaron cuatro probetas con diferentes humedades, obteniéndose las correspondientes densidades secas. A partir de estos datos se dibujó la curva densidad seca-contenido de humedad que se refleja en la figura 1.

Finalmente, la probeta de material granular elaborada para someterla al ensayo triaxial dinámico, se compactó con la densidad seca y humedad óptima del gráfico de la figura 1 ( $2.30 \text{ g/cm}^3$ , 6.4%). Posteriormente, antes de realizar el ensayo dinámico, dicha muestra se mantuvo durante 24 horas en una cámara húmeda a una temperatura de  $20^\circ \text{C}$  y, además, a una humedad relativa del 95%.

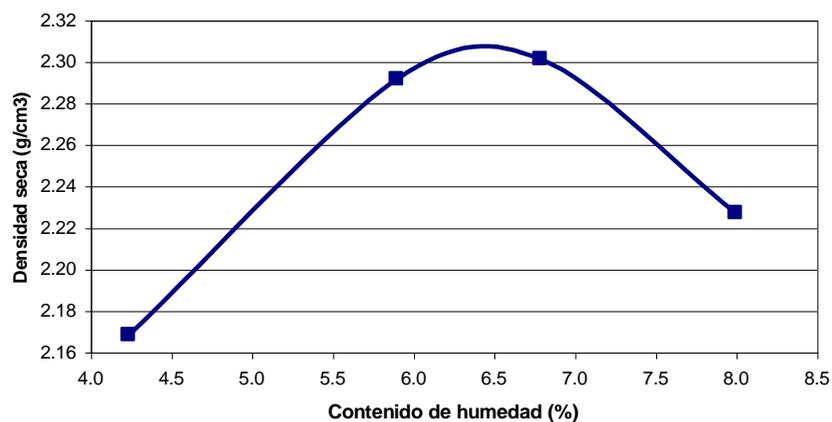


Figura 1. Gráfico densidad seca-humedad del material granular.

### 4. ENSAYO TRIAXIAL

El equipo triaxial disponible solamente permite realizar ensayos con presión de confinamiento constante (**CCP**). Además, las dimensiones máximas de la probeta de

material granular tienen que ceñirse, aproximadamente, a diámetros de hasta 100 mm y alturas de probetas de 200 mm inclusive. Como es obvio, esta es la razón por la que, como se dijo anteriormente, la probeta se fabricó con las dimensiones de 100 mm por 200 mm.

Antes de situar la muestra compactada sobre el pedestal del equipo triaxial para la ejecución del ensayo dinámico, con la finalidad de impermeabilizar la muestra durante el ensayo, la probeta de material granular se cubrió con dos **membranas** más.

Una vez ubicada la probeta dentro del equipo, primeramente, se llevó a cabo un acondicionamiento de la muestra mediante la aplicación de 20000 ciclos de carga, seguidamente, se aplicaron las tres trayectorias de tensiones que aparecen en la figura 3. En cada punto de las trayectorias de tensiones se aplicaron 110 ciclos de carga mediante una onda senoidal con una frecuencia de 1 Hertz. El ensayo triaxial dinámico se llevó a cabo con drenaje de la probeta de material granular. Al no disponer de un equipo de extensometría que permitiera medir los desplazamientos radiales de la probeta, únicamente se registraron los desplazamientos axiales. Además, se almacenaron los valores correspondientes tanto a la presión de poro como a la presión de cola. Asimismo, se registraron las tensiones de confinamiento ( $\sigma'_3$ ) y las tensiones axiales ( $\sigma'_1$ ) de todos y cada uno de los ciclos de carga.



Figura 2. Equipo triaxial.

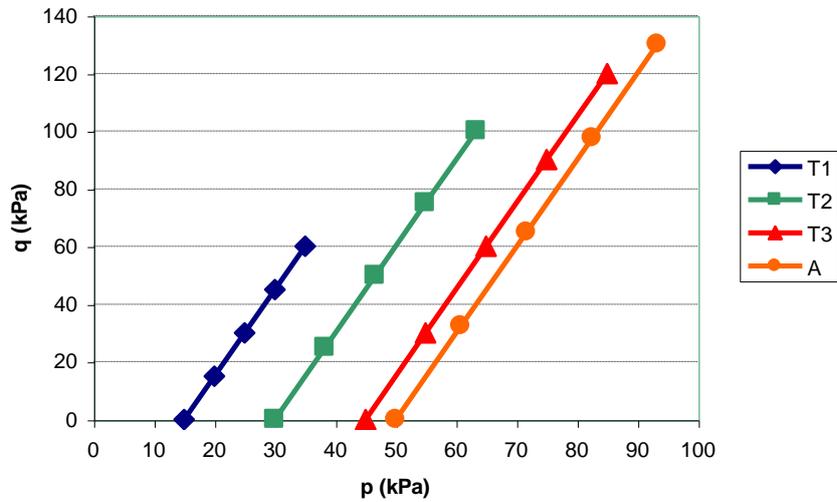


Figura 3. Acondicionamiento y trayectoria de tensiones del ensayo dinámico triaxial.

Para el ajuste de los modelos se tomaron los valores registrados en los ciclos 90, 100 y 110. Como es sabido, los ensayos **CCP** dan para cada nivel de esfuerzo el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) definido mediante la sencilla expresión:

$$M_r = \frac{\Delta q}{\varepsilon_{1r}} = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_{1r}} \quad (1)$$

donde:

- $\Delta q$  = Incremento del esfuerzo desviador cíclico.
- $\sigma_{1p}$  = Esfuerzo axial principal.
- $\sigma_{3p}$  = Presión de cámara.
- $\varepsilon_{1p}$  = Deformación axial resiliente.

En la tabla siguiente están reflejados los valores del Módulo Resiliente estimados mediante la ecuación 1:

$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$q=q'$ (kPa)	$\Delta\varepsilon \times 10^6$	$\Delta q$ (kPa)	$M_R$ (kPa)	$\theta'$ (kPa)
28.81	15.95	12.86	510.63	10.19	19947.89	60.71
28.81	15.95	12.86	510.63	10.31	20197.24	60.71
28.43	15.95	12.48	505.63	10.19	20145.15	60.32
42.58	15.84	26.74	897.50	21.77	24258.88	74.27
42.81	15.95	26.87	897.50	21.77	24258.88	74.71
42.63	15.90	26.74	900.63	21.90	24316.08	74.42
58.70	16.68	42.02	1148.75	35.27	30701.77	92.07
58.26	16.37	41.89	1153.75	35.14	30458.36	90.99

58.41	16.53	41.89	1150.63	35.40	30762.39	91.46
75.38	17.58	57.81	1325.63	49.53	37362.68	110.53
75.20	17.52	57.68	1321.88	49.40	37372.35	110.25
74.84	17.42	57.42	1329.38	49.15	36969.95	109.68
52.85	30.06	22.79	642.50	19.74	30716.21	112.96
52.72	30.06	22.66	641.88	19.86	29617.88	112.83
52.79	30.00	22.79	675.63	19.99	29587.14	112.80
78.18	30.95	47.24	1126.88	42.02	37286.13	140.08
78.82	30.95	47.87	1126.88	42.91	38077.05	140.72
78.58	30.58	48.00	1132.50	42.91	37887.92	139.74
105.91	32.58	73.34	1433.13	66.72	46553.93	171.06
105.97	32.63	73.34	1398.75	66.46	47515.96	171.22
105.61	32.52	73.08	1435.63	66.34	46206.79	170.65
132.26	33.84	98.42	1660.63	90.27	54360.54	199.93
132.28	33.73	98.55	1376.25	90.40	54478.22	199.74
131.84	33.42	98.42	1665.63	90.02	54044.47	198.67
72.95	44.43	28.52	670.63	25.97	38731.07	161.80
72.90	44.64	28.27	670.00	25.85	38577.17	162.17
72.85	44.58	28.27	665.63	25.85	38830.73	162.02
104.02	45.58	58.44	1121.25	53.86	48033.81	195.19
104.05	45.48	58.57	1121.88	53.99	48120.54	195.00
103.59	45.53	58.06	1128.13	53.60	47515.36	194.64
135.45	47.47	87.98	1423.13	82.00	57617.17	230.39
135.78	47.42	88.36	1428.75	82.38	57657.68	230.62
135.65	47.42	88.24	1442.50	82.25	57019.81	230.49
167.22	48.94	118.28	1692.50	110.77	65448.50	265.10
166.87	49.10	117.77	1693.13	110.39	65198.74	265.07
167.10	48.94	118.16	1695.00	110.52	65201.73	264.98

**Tabla 3. Resultados del ensayo.**

## 5. DEFINICIÓN DE LOS MODELOS

Debido a las limitaciones equipo triaxial en relación con el hecho de no poder medir los desplazamientos radiales, en esta investigación, no se ha podido separar el comportamiento elástico del material en la parte volumétrica y en la desviadora (Boyce, 1980; Pappin, 1979; Gomes, 1996). Por ello, en primer lugar, se decidió expresar el Módulo Resiliente en función de la presión de confinamiento efectiva, mediante el modelo de *Monismith* (Monismith *et al*, 1967):

$$M_r = K_1 \cdot \sigma'_{3r}{}^{k_2} \quad (1)$$

donde:

- $\sigma'_{3p}$  = Esfuerzo efectivo de confinamiento.
- $k_1$  y  $k_2$  = Constantes de regresión del material obtenidas a partir de ensayos triaxiales de carga repetida realizados sobre materiales granulares.

Este modelo ajustado ofreció un coeficiente de determinación igual a 0.65. Los valores de los parámetros son  $k_1=4356.90$  y  $k_2=0.65$ . En la figura 4 se aprecia que el ajuste de este modelo no es muy bueno, apreciándose una dispersión de los datos bastante pronunciada.

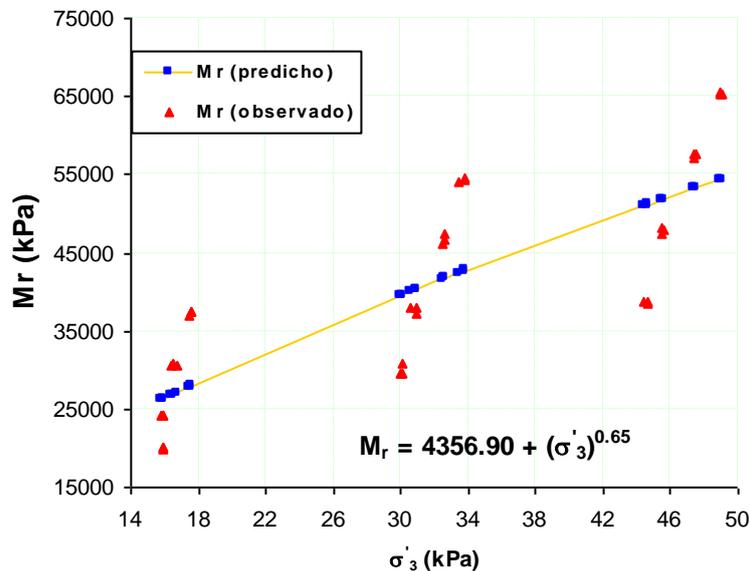


Figura 4. Modelo en función del esfuerzo de confinamiento.

En segundo lugar, se determinó utilizar otro planteamiento bastante extendido que expresa la influencia del nivel de esfuerzo sobre el Módulo Resiliente como una función de la suma de los esfuerzos principales. En este sentido, Hicks (1970) sugirió la sencilla relación hiperbólica comúnmente conocida por el modelo  $k-\theta$ . En este modelo se muestra el comportamiento elástico no lineal mediante la ecuación siguiente:

$$M_r = k_1 \cdot \Theta^{k_2} \quad (2)$$

donde:

- $\Theta$  = Primer invariante de tensiones efectivas =  $(\sigma'_{1p} + \sigma'_{2p} + \sigma'_{3p})$ .
- $k_1$  y  $k_2$  = Constantes de regresión del material obtenidos a partir de ensayos

triaxiales de carga repetida realizados en materiales granulares.

Este modelo arrojó un valor del coeficiente de determinación igual a 0.93. Como se observa en la figura 5 la dispersión de los datos es muy pequeña. Los valores de las constantes de regresión fueron las siguientes:  $k_1=935.17$  y  $k_2=0.76$ .

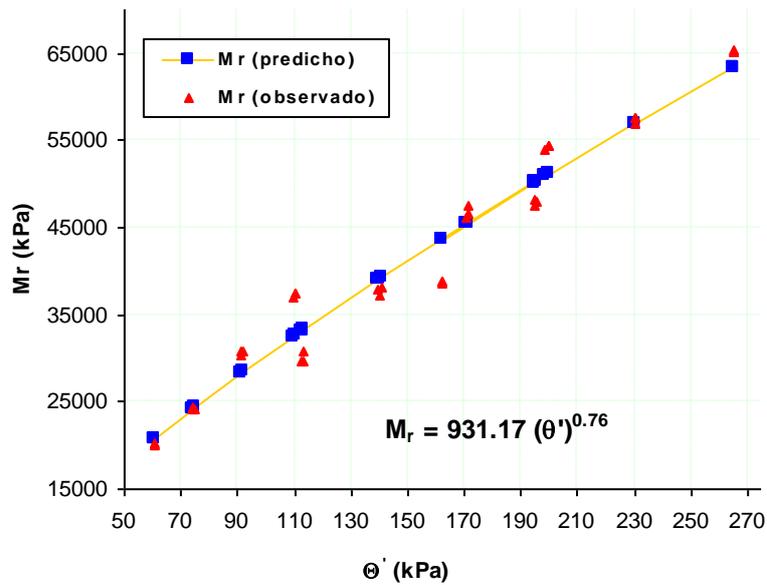


Figura 5. Modelo en función del primer invariante de tensiones.

Como es sabido, el modelo  $k-\theta$  tiene el inconveniente de no considerar el efecto del esfuerzo desviador sobre las propiedades resilientes y, además, de asumir un Coeficiente de Poisson ( $\nu_r$ ) constante. Por esta razón, diversos estudios han demostrado que este planteamiento es insuficiente y que se requieren parámetros adicionales del esfuerzo. En este sentido, Uzan (1985) incluyó el esfuerzo desviador dentro del modelo  $k-\theta$  y lo expresó de la manera siguiente:

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot q^{k_3} \quad (3)$$

siendo:

- $q'$  = Tensión desviadora.
- $k_1, k_2, \text{ y } k_3$  = Constantes de regresión del material obtenidos a partir de ensayos triaxiales de carga repetida realizados en materiales granulares.

Tal y como se aprecia en la figura siguiente, con este modelo se encontró un ajuste muy bueno, concretamente, se obtuvo un coeficiente de determinación de 0.99. Los valores de los parámetros fueron los siguientes:  $k_1=1423.40$ ;  $k_2=0.18$  y  $k_3=0.62$ .

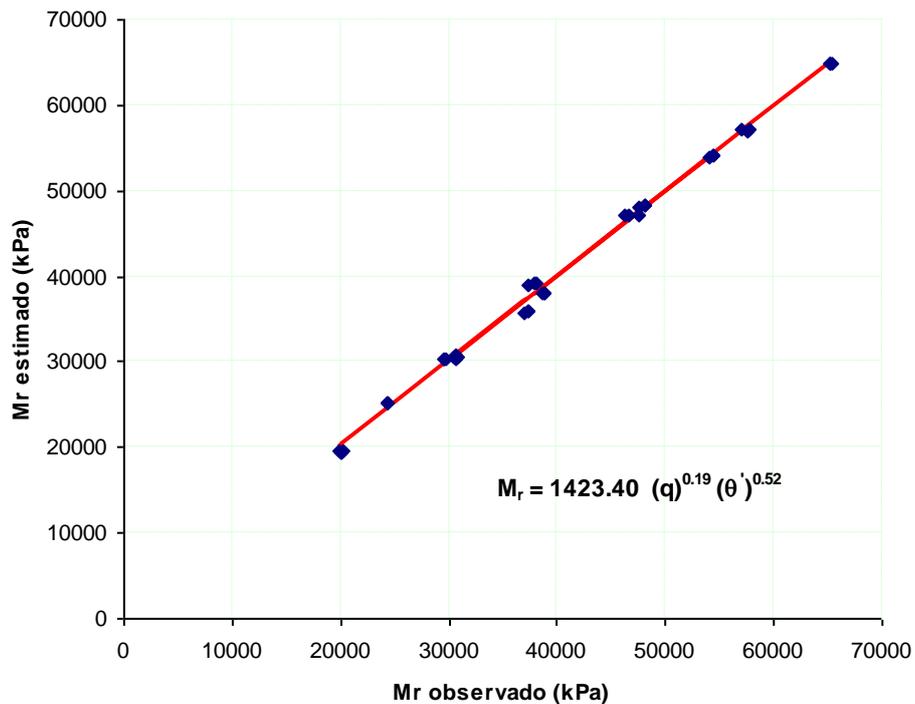


Figura 6. Ajuste del modelo de Uzan

## 6. CONCLUSIONES

- Por primera vez, se llevaron a cabo en la **Universidad da Coruña** ensayos del módulo resiliente para materiales granulares de firmes de carreteras. Aunque los ensayos se realizaron sobre una probeta de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura, está previsto acondicionar el equipo triaxial para, en un futuro próximo, hacer ensayos con probetas de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura. Asimismo, con el fin de analizar más modelos, se piensa poner a punto un equipo de extensometría que permita medir las deformaciones radiales y axiales.
- En esta investigación se examinaron algunos modelos que tratan de simular el comportamiento de los materiales granulares bajo las cargas dinámicas, comprobándose que el modelo de comportamiento sugerido por Uzan, que involucra tanto el primer

invariante de tensiones como el esfuerzo desviador, es el que produce mejores predicciones del módulo resiliente de los materiales granulares.

- Después de que se haya realizado el acondicionamiento del equipo triaxial, en futuros trabajos, se estudiarán los modelos que disgregan el esfuerzo y la deformación en sus componentes volumétricas y de corte.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

- 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, Swansea, 285-294.
- GOMES CORREIA, A. (1996). "Flexible pavements". Proceedings of the European Symposium EUROFLEX 1993. Lisboa. Portugal. 20-22 de Septiembre de 1993.
- Hicks, R. G. (1970). "Factors influencing the resilient properties of granular materials". PhD thesis, University of California. Berkeley. California.
- Monismith, C. L., Seed, H. B., Mitry, F. G., y Chan, C. K. (1967). "Prediction of pavement deflections from laboratory tests". Proceedings of the Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, 109-140.
- Pappin, J. W. (1979). "Characteristics of granular material for pavement analysis". PhD thesis. Department of Civil Engineering. University of Nottingham. Nottingham. England.
- Uzan, J (1985). "Characterization of granular material". Transportation Research Record 1022. Transportation Research Board. Washington, D. C., 52-59.