

# Modelización del comportamiento dinámico de los suelos granulares densos. Movilidad cíclica

*Modelization of the dynamic behaviour of dense granular soils. Cyclic Mobility*

M. T. Mateos y J. Estaire

Laboratorio de Geotecnia. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. C/Alfonso XII, nº3 y 5. 28014 Madrid.

## ABSTRACT

*This paper shows the results of the mathematical simulation of the dynamic behaviour of a dense granular soil when tested in a triaxial device. Under these conditions and due to the capability of these soils to increment their volume a process, known as cyclic mobility, is developed. Although this process does not imply a total lose of the soil strength, it is possible that the soil develops important strains. The used model is an elastoplastic one based on the Generalized Theory of Plasticity. This model was adapted in order to be able to reproduce the dynamic behaviour of dense granular soils.*

**Key words:** Granular soils, stress - strain behaviour, modelization, plasticity.

*Geogaceta, 20 (6) (1996), 1321-1323*  
ISSN:0213683X

## Introducción

Cuando se somete un suelo granular denso a un proceso de carga dinámica se desarrolla un fenómeno conocido como movilidad cíclica. Este tipo de materiales se caracteriza por presentar una fábrica muy cerrada, motivo por el cual, al sufrir deformaciones tangenciales, muestran tendencia a aumentar su volumen durante los procesos de carga y a disminuirlo durante las descargas. Los suelos granulares de baja densidad muestran la tendencia contraria. Si el suelo está saturado y el proceso de carga tiene lugar sin posibilidad de que se produzca drenaje se genera un aumento neto de las presiones intersticiales. Aunque usualmente no se llegan a anular las tensiones efectivas en el suelo, como sucede en los casos de licuación, el suelo sufre grandes deformaciones, suficientes para causar el fallo de las cimentaciones situadas sobre él.

## Modelo empleado

Para reproducir el comportamiento tensodeformacional de los suelos granulares fue necesario poner a punto un modelo elastoplástico enmarcado en la Teoría Generalizada de la Plasticidad. Esta teoría se comenzó a aplicar hace más de 10 años al estudio del comportamiento de suelos cohesivos y granulares en diversas condiciones de densidad (Zienkiewicz et al, 1985; Pastor et al., 1985; Estaire et al., 1992; Saita et al., 1992;

Mateos, 1993).

La principal hipótesis de esta teoría, a diferencia de la Teoría Clásica de la Plasticidad, radica en la idea de que en un suelo se producen simultáneamente deformaciones elásticas y plásticas durante cualquier proceso de carga o descarga. Lo que implica que es posible simular deformaciones plásticas desde el momento en el que se empieza a cargar el suelo. Así mismo, permite modelizar las importantes deformaciones plásticas que, como se ha comprobado experimentalmente, tienen lugar durante los procesos de descarga, especialmente en el caso de los suelos granulares densos.

La formulación matemática de esta teoría parte de la siguiente relación entre tensiones y deformaciones:

$$d\epsilon = C : d\sigma'$$

donde  $d$  y  $d\sigma'$  son los incrementos de los tensores de deformaciones y tensiones y  $C$  es un tensor de cuarto orden, característico del material estudiado, cuya expresión es la siguiente:

$$C = C_e + \frac{1}{H} \cdot (n_g \otimes n)$$

$C_e$  -un tensor de cuarto orden que caracteriza el comportamiento elástico del material y que se define en base al valor de los módulos elásticos característicos del suelo ( $G, K$ ).

$H$  -una magnitud escalar denominada módulo plástico, cuyo valor se obtiene a partir de una función definida de manera que refleje la evolución de las deforma-

ciones plásticas sufridas por el suelo cuando es sometido a una historia de tensiones cualquiera. En general, se suelen utilizar dos funciones distintas, una para los procesos de carga y otra para los de descarga.

$n$  -un tensor unitario necesario para definir un criterio que determine cuando el suelo está sufriendo un proceso de carga, descarga o carga neutra.

$n_g$  -otro tensor unitario que define la dirección del flujo plástico, o la relación entre las deformaciones volumétricas y desviadoras plásticas que están teniendo lugar en el suelo. Por tanto, su valor se puede determinar en cualquier momento a partir del valor de la función de dilatación característica del suelo (Mateos, 1995).

Consiguientemente, el tensor  $C$  depende de:

-el estado de tensiones y deformaciones ( $\sigma', \epsilon$ ),

-una serie de variables que caracterizan la degradación del suelo en función de su historia deformacional, y

-la dirección del incremento de carga aplicado en cada caso.

Resumiendo, para poder realizar la modelización, hay que definir un criterio que discrimine entre las situaciones de carga y descarga, determinar la función de dilatación, obtener el valor de los módulos elásticos y definir una función mediante la cual se calcule el valor del módulo plástico a medida que se deforma el suelo.

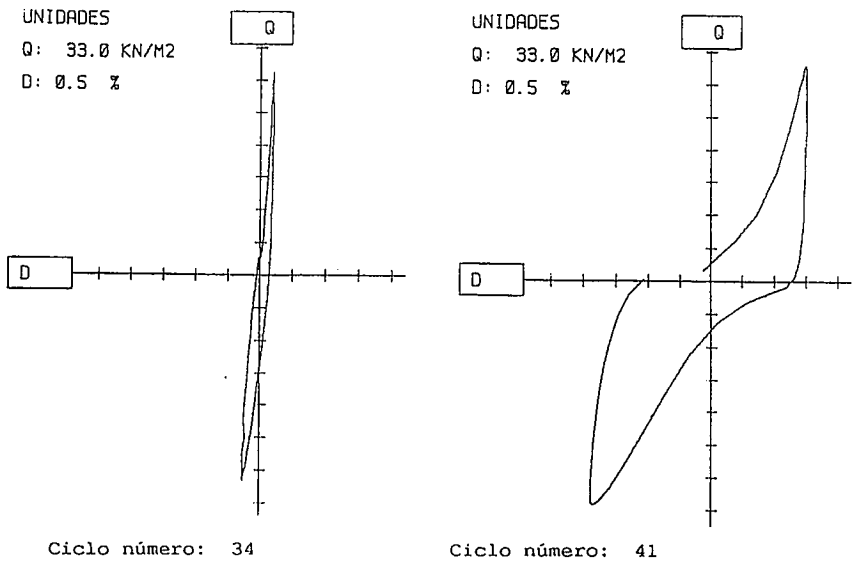
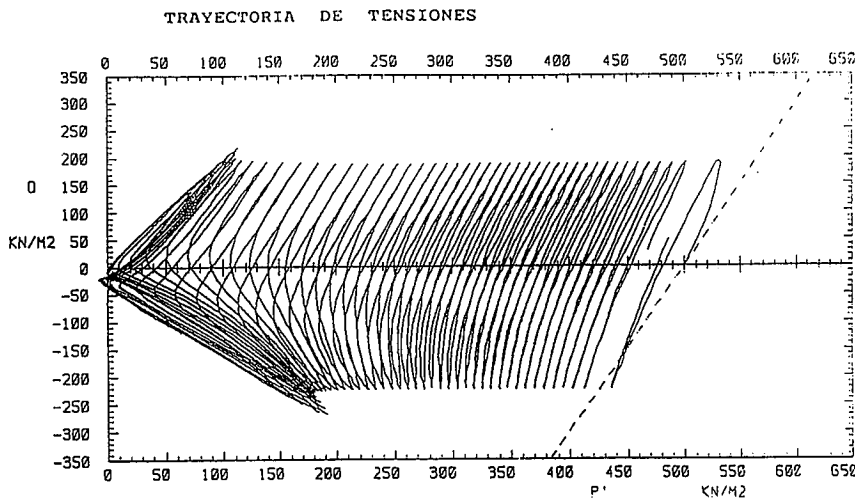


Fig. 1.- Ensayo triaxial cíclico realizado con Kakiritas (trayectoria de tensiones y ciclos de histéresis).

Fig. 1.- Cyclic triaxial test done with Kakiritas (stress path and hysteretic cycles).

**Caracterización geotécnica del suelo estudiado**

El material cuyo comportamiento dinámico se ha modelizado procede de la brechificación tectónica de las formaciones dolomíticas de edad triásica de las Cordilleras Béticas, y es conocido como kakiritas.

Este suelo está formado por partículas angulosas que muestran caras planas y aristas bien definidas y cuya granulometría puede definirse mediante los siguientes parámetros:

- $d_{50} = 2,4 - 3,4 \text{ mm}$
- $d_{10} = 0,19 - 0,22 \text{ mm}$
- $C_u = 19,9 - 21,4$

El peso específico unitario de las partículas sólidas es 2,867, que es un valor muy característico de la dolomita. Las Kakiritas, una vez compactadas en las condiciones del ensayo Proctor modificado, alcanzan una densidad seca ( $\gamma_d$ ) igual a 2,16 gr/cm<sup>3</sup> con una humedad (W) del 2%. En estas condiciones el índice de poros del material es  $e = 0,321$ , que se corresponde con una densidad relativa del 78 % (Mateos, 1993).

**Ensayos realizados**

En primer lugar fue necesario realizar una serie de ensayos triaxiales estáticos con el fin de determinar ciertos parámetros

necesarios para la modelización como son la pendiente de la línea de estado crítico y la función de dilatancia.

Se realizaron 8 ensayos triaxiales consolidados y drenados (CD) y otros 5 consolidados y sin drenaje (CU). Debido a la granulometría del material estudiado se ensayaron probetas de 10,16 cm de diámetro y el doble de altura. Las tensiones de consolidación aplicadas oscilaron entre 50 y 600 kPa. Además de los registros usuales de tensión, deformación axial y cambio de volumen o presión intersticial, según se tratara de ensayos CD o CU, en varios de los ensayos con drenaje se midieron las deformaciones radiales mediante el método desarrollado por Escario & Uriel (1961). Estos valores se utilizaron para calcular la tensión desviadora corregida a medida que la probeta se deforma y va aumentando el área sobre la que se aplica la fuerza, así como para definir la función de dilatancia característica de este suelo (Mateos, 1995).

Además fue necesario determinar un parámetro corrector del efecto de penetración de membrana que tiene lugar al ensayar suelos granulares gruesos en un aparato triaxial, para lo cual fue necesario realizar un ensayo de compresión isotrópica en un aparato triaxial con control de trayectoria de tensiones (Mateos & Miranda, 1995).

Finalmente, se realizaron una serie de ensayos triaxiales cíclicos consistente en 12 ensayos efectuados con tres presiones de consolidación diferentes (100, 300 y 500 kPa) que fueron sometidas a distintas tensiones desviadoras cíclicas según una función senoidal de 1 Hz de frecuencia.

Un resultado característico de dichos ensayos se muestra en la figura 1 en la que se observa claramente como se produce en este material el proceso de movilidad cíclica:

-La trayectoria de tensiones muestra como hay una primera fase durante la cual se produce un aumento continuo de presión intersticial en la probeta de suelo.

-A medida que la trayectoria de tensiones se aproxima a la línea de estado crítico en el plano  $p'-q$  se van compensando en cada ciclo los decrementos de presión intersticial que se producen durante la fase de carga con los incrementos que se producen durante la descarga, de manera que la trayectoria de tensiones se estabiliza alrededor de un valor mínimo de tensión volumétrica efectiva.

-En cuanto a los ciclos de histéresis se ve en dicha figura, como los correspondientes a la primera fase del ensayo son muy cerrados y cuasi elípticos, mientras que en la segunda fase adoptan una forma característica con una rama de rigidización correspondiente a la disminución de la presión intersticial que se

produce en el suelo durante los procesos de carga.

-Finalmente, en estos ensayos se observa como se producen mayores deformaciones en los procesos de carga realizados a «extensión» ( $q < 0$ ) debido a que la pendiente de la línea de estado crítico es menor en dichos procesos que en el caso de los realizados a «compresión» ( $q > 0$ ).

**Resultados de la modelización**

Al comparar los resultados obtenidos de la modelización (figura 2) con los datos experimentales, se observa lo siguiente: en primer lugar, la trayectoria de tensiones calculada por el modelo es la característica de un proceso en el que se produce un incremento neto de presión intersticial en cada ciclo, hasta que se alcanza la relación de tensiones correspondiente a la línea de estado crítico. A partir de ese momento, la trayectoria de tensiones se estabiliza alrededor de un valor máximo de presión intersticial correspondiente a un mínimo de tensión volumétrica efectiva ( $p'$ ) alrededor del cual fluctúa en los ciclos sucesivos.

Por su parte, con el modelo se consigue simular la evolución en la forma de los ciclos de histéresis que pasan de ser muy cerrados al principio del ensayo a ser muy abiertos al final del mismo. Además los ciclos de histéresis se desplazan hacia la parte negativa del eje de deformación axial, lo que implica que las deformaciones son mayores a extensión que a compresión.

Finalmente, la evolución de la presión intersticial obtenida mediante el modelo muestra como se va acumulando dicha presión a lo largo del ensayo hasta alcanzar un valor máximo alrededor del cual fluctúa.

**Conclusiones**

En primer lugar, cabe señalar que se ha comprobado como la Teoría Generalizada de la Plasticidad constituye una herramienta útil para el estudio y modelización del comportamiento de los suelos granulares ya que permite reproducir los cambios de volumen que se producen en estos suelos cuando sufren deformaciones tangenciales. Concretamente, mediante un modelo enmarcado en esta teoría, como el descrito en este artículo, es posible reproducir adecuadamente las deformaciones plásticas que se producen durante las descargas cuando se ensaya un suelo granular denso.

Dicha capacidad es debida a la flexibilidad con que ésta teoría permite formular la función que define el valor del módulo plástico en cada momento de la historia de tensiones aplicada al suelo. Además, es ésta aportación de la Teoría

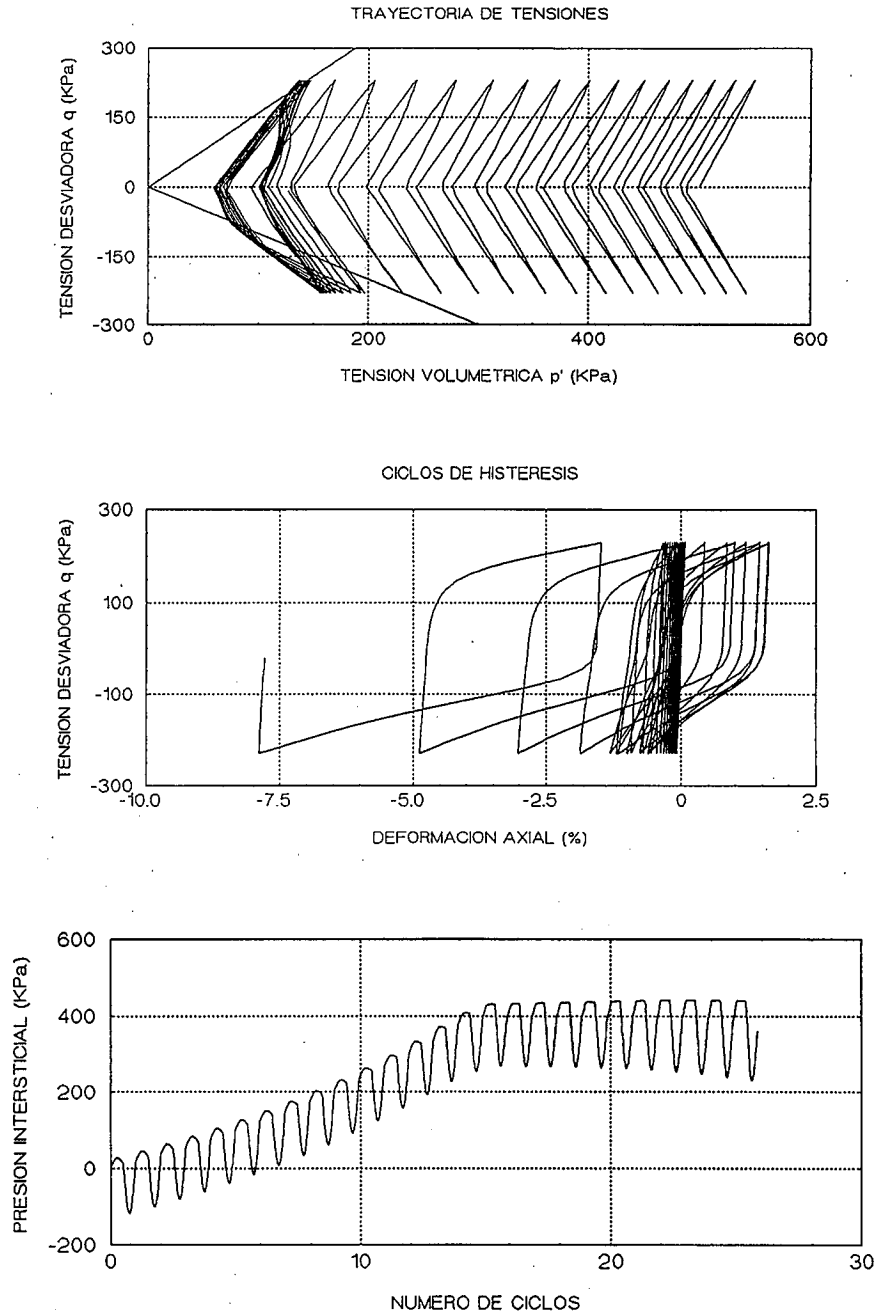


Fig. 2.- Modelización del comportamiento dinámico de las Kakiritas.

Fig. 2.- Simulation of the dynamic behaviour of Kakiritas.

Generalizada de Plasticidad la que le confiere capacidad para modelizar el comportamiento de distintos suelos dentro de un marco teórico consistente.

**Referencias**

Estaire, J., Martín, M.E. & Mateos, M.T. (1992). *Ing. Civil*, No. 83, pags, 70 - 83.  
 Mateos, M.T. (1993). *Tesis doctoral*. Universidad Complutense (sin publicar).  
 Mateos, M.T. (1995). *Geogaceta* n° 18, págs. 150 - 152.  
 Mateos, M.T. & Miranda, J.L. (1995). *Ing.*

*Civil* (en Prensa).  
 Pastor, M., Zieniewicz, O.C. & Leung, K.M. (1985). *Int. Jour. Num. Anal. Methods in Geomech.*, Vol.9, pags. 477 - 498.  
 Saiita, A., Canou, J. & Dupla, J.C. (1992). *Num. Models Geomech.* Pande & Pietruszczack eds. Balkema Rotterdam, pags. 73 - 83.  
 Zieniewicz, O.C., Leung, K.H. & Pastor, M. (1985). *Int. Jour. Num. Anal. Methods in Geomech.*, Vol.9., pags. 453 - 476.