

Desarrollo de un modelo elastoplástico para suelos no saturados ⁽¹⁾

E. ALONSO (*)

A. GENS (*)

A. JOSA (*)

RESUMEN. En este artículo se presenta un modelo elastoplástico para describir el comportamiento tenso-deformacional de los suelos no saturados. La formulación se ha realizado en el marco de la teoría de la plasticidad con rigidización isótropa, empleando dos variables tensionales independientes, la presión media neta y la succión. El modelo es capaz de reproducir, de forma consistente y unificada, gran parte de las características fundamentales del comportamiento de los suelos no saturados que anteriormente habían sido tratadas de forma inconexa. Debido a que la información experimental es relativamente escasa, el planteamiento se ha realizado de forma simple con objeto de que sirva de base para posibles extensiones futuras. El modelo se ha desarrollado para suelos no saturados poco o moderadamente expansivos y se transforma en un modelo convencional de estado crítico al alcanzarse la saturación. En el artículo se presentan las formulaciones para estados isótropos y triaxiales, se describen las predicciones típicas para dichos estados y se las compara, de manera cualitativa, con las tendencias características del comportamiento de los suelos no saturados. Posteriormente se emplean los resultados de un conjunto de ensayos de laboratorio con succión controlada, realizados con un caolín y con una arena arcillosa, con objeto de evaluar la capacidad del modelo para reproducir cuantitativamente los comportamientos observados. El ajuste obtenido entre los resultados experimentales y los calculados es considerado satisfactorio y confirma la posibilidad de reproducir las características más importantes del comportamiento de los suelos no saturados utilizando un marco de referencia general y sencillo.

A CONSTITUTIVE MODEL FOR PARTIALLY SATURATED SOILS

ABSTRACT. The Paper presents a constitutive model for describing the stress-strain behaviour of partially saturated soils. The model is formulated within the framework of hardening plasticity using two independent sets of stress variables: the excess of total stress over air pressure and the suction. The model is able to represent, in a consistent and unified manner, many of the fundamental features of the behaviour of partially saturated soils which had been treated separately by previously proposed models. On reaching saturation, the model becomes a conventional critical state model. Because experimental evidence is still limited, the model has been kept as simple as possible in order to provide a basic framework from which extensions are possible. The model is intended for partially saturated soils which are slightly or moderately expansive. After formulating the model for isotropic and triaxial stress states, typical predictions are described and compared, in a qualitative way, with characteristic trends of the behaviour of partially saturated soils. Afterwards, the results of a number of suction-controlled laboratory tests on compacted kaolin and a sandy clay are used to evaluate the ability of the model to reproduce, quantitatively, observed behaviour. The agreement between observed and computed results is considered satisfactory and confirms the possibilities of reproducing the most important features of partially saturated soil behaviour using a simple general framework.

(1) Artículo publicado en *Geotecnique* 40, N.º 2, 405-430.

(*) E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

NOTACION

- a, b, c, d : parámetros de la superficie de estado del volumen específico.
- e : índice de poros.
- G : módulo de corte.

- K_0 : coeficiente de empuje lateral en reposo.
- k : parámetro que describe el incremento de la cohesión con la succión.
- M : pendiente de las rectas de estado crítico.
- $N(s)$: volumen específico para $p = p^*$.
- m, n : parámetros de la superficie de estado del grado de saturación.
- p : tensión media neta ($= \sigma_m - u_a$).
- p_a : presión atmosférica.
- p_c : presión de preconsolidación.
- p_c^s : presión de preconsolidación para el suelo saturado.
- p^* : presión de referencia.
- q : tensión de corte ($= \sigma_1 - \sigma_3$).
- r : parámetro que define la rigidez máxima del suelo inducida por la succión.
- S_r : grado de saturación.
- s : succión ($= u_a - u_w$).
- e_p : parámetro de rigidización de la superficie de fluencia para aumentos de la succión.
- u_a : presión intersticial de aire.
- u_w : presión intersticial de agua.
- v : volumen específico.
- β : parámetro que controla la rapidez con que aumenta la rigidez del suelo con la succión.
- ϵ_1, ϵ_3 : deformaciones principales.
- $\epsilon_1^e, \epsilon_3^e$: deformaciones principales elásticas.
- $\epsilon_1^p, \epsilon_3^p$: deformaciones principales plásticas.
- $\epsilon_{1p}, \epsilon_{3p}, \epsilon_{1e}, \epsilon_{3e}$: deformaciones de corte (total, elástica y plástica).
- $\epsilon_v, \epsilon_v^e, \epsilon_v^p$: deformaciones volumétricas (total, elástica y plástica).
- ϵ_v^e : deformación volumétrica elástica producida por cambios en la presión media neta.
- ϵ_v^p : deformación volumétrica plástica asociada a la superficie de fluencia LC.
- ϵ_{vs} : ($\epsilon_{vs}^e + \epsilon_{vs}^p$).
- ϵ_v^e : deformación volumétrica elástica producida por cambios en la succión.
- ϵ_v^p : deformación volumétrica plástica asociada a la superficie de fluencia SL.
- ϵ_{vs} : ($\epsilon_{vs}^e + \epsilon_{vs}^p$).
- ϕ : ángulo de rozamiento interno en estado saturado.
- κ : parámetro de rigidez elástico para cambios en la presión media neta.
- κ_s : parámetro de rigidez elástico para cambios en la succión.
- $\lambda(s)$: parámetro de rigidez para cambios en la presión media neta en estados noales del suelo.
- λ_s : parámetro de rigidez para cambios en la succión en estados noales del suelo.
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: tensiones principales totales.
- σ_{ij} : tensor de tensiones totales.
- σ_m : tensión esférica media ($= \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$).

INTRODUCCION

La descripción del comportamiento tenso-deformacional de los suelos parcialmente saturados ha estado estrechamente ligada a los esfuerzos realizados para identificar las variables tensionales que controlan dicho comportamiento. Las dificultades para definir una única presión efectiva, descritas en los trabajos de Aitchison y Donald (1956), Bishop y Donald (1961), Bishop y Blight (1963) y Burland (1965), condujeron progresivamente

al planteamiento de dos presiones efectivas como marco necesario para describir las características básicas del comportamiento de los suelos parcialmente saturados, en trayectorias tensionales en las que varían las tensiones totales y la succión.

Los trabajos de Bishop y Donald (1961), Coleman (1962) y Matyas y Radhakrishna (1968) constituyeron contribuciones importantes a la solución de este problema y conjuntamente con los ensayos de Fredlund y Morgenstern (1977) condujeron a la propuesta formal de dos presiones efectivas cualesquiera de entre $(\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij})$, $(\sigma_{ij} - u_w \delta_{ij})$ y $(u_a - u_w)$ para describir el comportamiento tenso-deformacional de los suelos parcialmente saturados. En estas expresiones σ_{ij} es el tensor de tensiones totales, u_a y u_w son la presión de agua y la presión de aire respectivamente, y δ_{ij} es la delta de Kronecker. En un suelo parcialmente saturado el término $(u_a - u_w)$ es positivo y se utilizará para definir la succión s .

En el pasado se han modelado determinados aspectos parciales del comportamiento mecánico de los suelos parcialmente saturados, empleando el exceso de la tensión total sobre la presión intersticial de aire y la succión como variables tensionales, por medio de diferentes leyes constitutivas. Algunos de estos modelos son los siguientes:

a) Las relaciones incrementales tensión-deformación presentadas por Coleman (1962) entre cambios de s y de $\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$ y la respuesta deformacional del suelo. Se trata esencialmente de una formulación elástica incremental que también fue propuesta por Fredlund (1979) quien reconoció el carácter no lineal de los módulos involucrados en las expresiones correspondientes.

b) La descripción del comportamiento volumétrico por medio de superficies de estado en un espacio tridimensional $[e, (\sigma - u_a), s]$. Estas superficies, presentadas formalmente por Matyas y Radhakrishna (1968), son capaces de describir la transición del hinchamiento al colapso cuando aumenta la tensión total. Fredlund (1979) y Lloret y Alonso (1980, 1985), basados en resultados experimentales, propusieron expresiones matemáticas para estas superficies para determinadas trayectorias tensionales.

c) La extensión del criterio de rotura de Mohr-Coulomb para incluir la saturación parcial por medio de un nuevo ángulo de fricción que relaciona los cambios de la tensión de corte con los cambios en la succión (Fredlund, Morgenstern y Widger, 1978). La expresión original lineal ha sido cuestionada en los últimos años a la vista de diferentes resultados experimentales (Escario y Sáez, 1986, 1987; Fredlund, Rahardjo y Gan, 1987).

Sin embargo, estas propuestas no llegaron a definir un modelo global para caracterizar el comportamiento tenso-deformacional de los suelos no saturados y no permitían predecir algunas características básicas del comportamiento de estos suelos, como es la fuerte influencia de la trayectoria tensional seguida.

Al desarrollar el modelo que se presenta se consideró que debía ser tan simple como fuese posible. Aunque emplea conceptos conocidos de la teoría de la plasticidad rigidizable y se transforma en un modelo de estado crítico cuando el suelo se satura por completo, ofrece suficiente flexibilidad para que se le introduzcan modificaciones a la vista de los resultados experimentales que se vayan obteniendo en el futuro sobre determinados aspectos. En Alonso, Gens y Hight (1987) se encuentra una descripción cualitativa de este modelo.

El modelo se ha desarrollado para ser aplicado a suelos parcialmente saturados ligeros o moderadamente expansivos, tales como arenas parcialmente saturadas, limos, arenas arcillosas, arcillas arenosas y arcillas de baja plasticidad. Aunque el modelo podría reproducir algunas de las características de los suelos expansivos, una descripción rigurosa de este tipo de suelos exigiría realizar modificaciones significativas.

CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

Algunas características del comportamiento de los suelos parcialmente saturados poco plásticos y moderadamente expansivos han sido establecidas en las últimas décadas a partir de los estudios experimentales realizados principalmente en edómetros (con y sin control de la succión), y en menor medida a partir de ensayos triaxiales y de corte. Las principales características de estos comportamientos se resumen en este apartado. Más detalles se pueden encontrar en Alonso et al. (1987).

La succión contribuye a rigidizar el suelo frente a las acciones exteriores. Este hecho se puede observar en ensayos de compresión sobre suelos compactados con una humedad menor o mayor que la óptima (Rico y Del Castillo, 1976). Por otro lado, resultados de ensayos edométricos realizados con muestras a humedades diferentes permiten deducir que los aumentos de succión causan en el suelo un incremento de la presión de pre-consolidación aparente (Dudley, 1970).

Si el proceso de génesis natural del suelo o el método de compactación inducen una estructura abierta, una reducción de la succión (humedecimiento) bajo una presión exterior determinada, puede causar en el suelo una deformación volumétrica irreversiblemente (colapso). Para un cierto rango de presiones exteriores (variable con el tipo de suelo), el colapso crece con la magnitud de la presión exterior (Blight, 1965; Barden, Mador y Sides, 1969; Dudley, 1970; Booth, 1975; Jennings y Knight, 1975; Erol y El Ruwaih, 1982; Yudhbir, 1982). Sin embargo, al aumentar la presión exterior el colapso puede alcanzar un máximo a partir del cual comienza a decrecer. Los resultados recopilados por Yudhbir (1982) para distintos suelos residuales muestran que los valores de la presión exterior para la que se produce el máximo de colapso varía ampliamente con las condiciones iniciales. Booth (1975) presentó resultados cualita-

tivamente similares para arcillas residuales de baja plasticidad compactadas. Por último, una vez que las muestras se saturan, su comportamiento tenso-deformacional sigue, aproximadamente, la trayectoria de un suelo, inicialmente saturado, en compresión (Erol y El Ruwaih, 1982, en ensayos sobre un loess natural; Maswoswe, 1985, en ensayos sobre una arcilla arenosa).

Cualquier suelo parcialmente saturado incluido en los tipos mencionados (e incluso una arcilla activa) puede, bien expandir o bien colapsar dependiendo de que la presión exterior sea suficientemente baja (hinchamiento) o alta (colapso). Resultados de este tipo se pueden encontrar, entre otros, en Maswoswe (1985), que ensayó una arcilla arenosa compactada estáticamente, o en Justo, Delgado y Ruiz (1984), que ensayaron muestras compactadas de una arcilla expansiva.

Sin embargo, ensayos con succión controlada han mostrado que pueden producirse cambios en el sentido de la deformación volumétrica a lo largo del proceso de imbibición. En efecto, microestructuras potencialmente colapsables sometidas a reducciones de la succión desde un valor inicial suficientemente alto pueden experimentar una expansión inicial seguida de un colapso (Escario y Sáez, 1973; Cox, 1978; Josa, Alonso, Lloret y Gens, 1987).

El comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados depende no sólo de los valores iniciales y finales de los estados de tensión y succión, sino también de la trayectoria tensional seguida. Hay numerosos resultados experimentales en los que se observa que no existe dicha dependencia, y en consecuencia el volumen específico final sólo depende de las tensiones y de la succión iniciales y finales, si la trayectoria tensional incluye únicamente incrementos monótonos de las tensiones exteriores y del grado de saturación (Matyas y Radhakrishna, 1968; Barden et al., 1969; Lloret y Alonso, 1985; Josa et al., 1987). Sin embargo, se han obtenido dependencias significativas de la trayectoria tensional en casos en los que se aumente tanto la presión exterior como la succión. Lógicamente, las superficies de estado presentadas por algunos de estos autores sólo son válidas si se asegura la independencia frente a la trayectoria de tensiones.

Los cambios de succión también pueden generar deformaciones irreversibles. Este comportamiento puede estudiarse sometiendo las muestras de suelo a ciclos de secado-humedecimiento. Yong, Japp y How (1971) han presentado ensayos de este tipo para una caolinita y para una arcilla de baja actividad, y Josa et al. (1987) para un caolín moderadamente plástico. En ambos casos se observaron deformaciones volumétricas plásticas durante el secado del suelo.

Para rangos pequeños de presión y de succión, los resultados en ensayos de corte obtenidos por Fredlund et al. (1978), Gulhati y Satija (1981), Ho y Fredlund (1982) y Fredlund y Radharjo (1985) pueden interpretarse en el sentido de que los incrementos de succión generan en el suelo un incremento de la cohesión efecti-

va, mientras que el ángulo de fricción (saturado) ϕ' permanece constante. Escario y Sáez (1986) y Delage, Suraj de Silva y De Laure (1987) han obtenido resultados que difieren de dicha hipótesis. Lógicamente el aumento de resistencia no puede continuar de manera indefinida con el aumento de succión. Algunos resultados obtenidos por Escario y Sáez (1987) y Fredlund et al. (1987), aplicando rangos de succión mucho mayores, muestran un aumento no lineal de la resistencia con la succión y una tendencia a alcanzar un máximo para un valor elevado de la succión.

Gran parte de estos resultados experimentales se han utilizado para desarrollar un modelo que ofrezca un enfoque unificado de algunos de los aspectos fundamentales del comportamiento de los suelos parcialmente saturados. En los apartados siguientes se plantean las bases conceptuales del modelo y las formulaciones básicas del mismo. Se presentan también las respuestas del modelo para algunas condiciones de tensión-deformación impuestas. Finalmente se comparan resultados experimentales con las predicciones que hace el modelo. Esta comparación permitirá presentar con más detalle algunas de las características del comportamiento de los suelos no saturados que sólo se han mencionado en el resumen precedente.

FORMULACION DEL MODELO PARA ESTADOS ISOTROPOS

ESTADOS TENSIONALES QUE PRODUCEN DEFORMACIONES PLASTICAS

Se va a utilizar el plano (p, s) , donde $p = \sigma_m - u_a$ (presión media neta) es el exceso de la presión media σ_m sobre la presión intersticial de aire u_a , y s es la succión, para describir los estados isotropos de tensión. El objetivo de este apartado es encontrar una superficie de fluencia en dicho plano utilizando la información disponible sobre suelos saturados (que constituye una condición límite para los suelos parcialmente saturados) y las características observadas en ensayos edométricos e isotropos con control de la succión sobre suelos no saturados.

No es estrictamente necesario deducir una superficie de fluencia de la forma que se va a realizar. Se puede simplemente proponer, a partir de comportamientos observados, una expresión matemática que incluya los correspondientes parámetros constitutivos del suelo. Se pueden utilizar posteriormente resultados experimentales en distintas trayectorias de tensiones para verificar el comportamiento del modelo y su capacidad para reproducir la respuesta tenso-deformacional del suelo. Sin embargo, es en este caso conveniente presentar una deducción de la superficie de fluencia para poder observar de forma directa la relación que existe entre los estados de fluencia y el comportamiento deformacional observado en suelos no saturados, y para incorporar las características bien conocidas, tanto en compresión edométrica como isotrópica, de los suelos saturados. De esta

manera, se pretende que el planteamiento que se presenta esté fundamentado de forma adecuada en el comportamiento experimental habitualmente observado.

Considérese un ensayo isotrópico en el que a una muestra de suelo, que se encuentra sometida a una succión dada y constante, se le aplican incrementos de p en la rama de carga noval. De forma análoga al comportamiento de un suelo saturado, el volumen específico, $v = 1 + e$, se podrá expresar como:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^*} \quad (1)$$

donde p^* es una presión de referencia para la que $v = N(s)$. En las ramas de descarga y recarga (a succión constante), se supone que el suelo se comporta elásticamente:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (2)$$

En estas ecuaciones el parámetro de rigidez $\lambda(s)$ depende de la succión de acuerdo con las observaciones experimentales comentadas en el apartado anterior. Para tratar el problema con más generalidad, se supondrá que $N(s)$ depende de la succión. En cambio, se ha considerado que κ es independiente de la succión para asegurar que la parte elástica del modelo resulte conservativa, aunque sería lógico plantear una cierta dependencia de κ con s . En la figura 1 se puede ver una representación esquemática de las ecuaciones 1 y 2.

La figura 2A muestra el comportamiento en una trayectoria de compresión isotrópica de dos muestras sometidas a diferentes succiones ($s = 0$ en el caso saturado y una succión mayor s). La presión de preconsolidación del suelo saturado se indica como p^* , (punto 3 de la figura 2A). La segunda muestra presentará deformaciones plásticas a partir de una presión isotrópica mayor, p_* (punto 1).

Si ambos puntos, 1 y 3, pertenecen a la misma superficie de fluencia en el plano (p, s) (fig. 2B), es posible

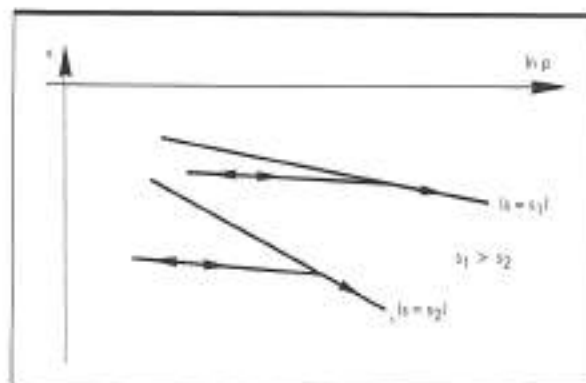


FIGURA 1. Variación del volumen específico con la tensión media neta y con la succión en ramas noval y de descarga y recarga.

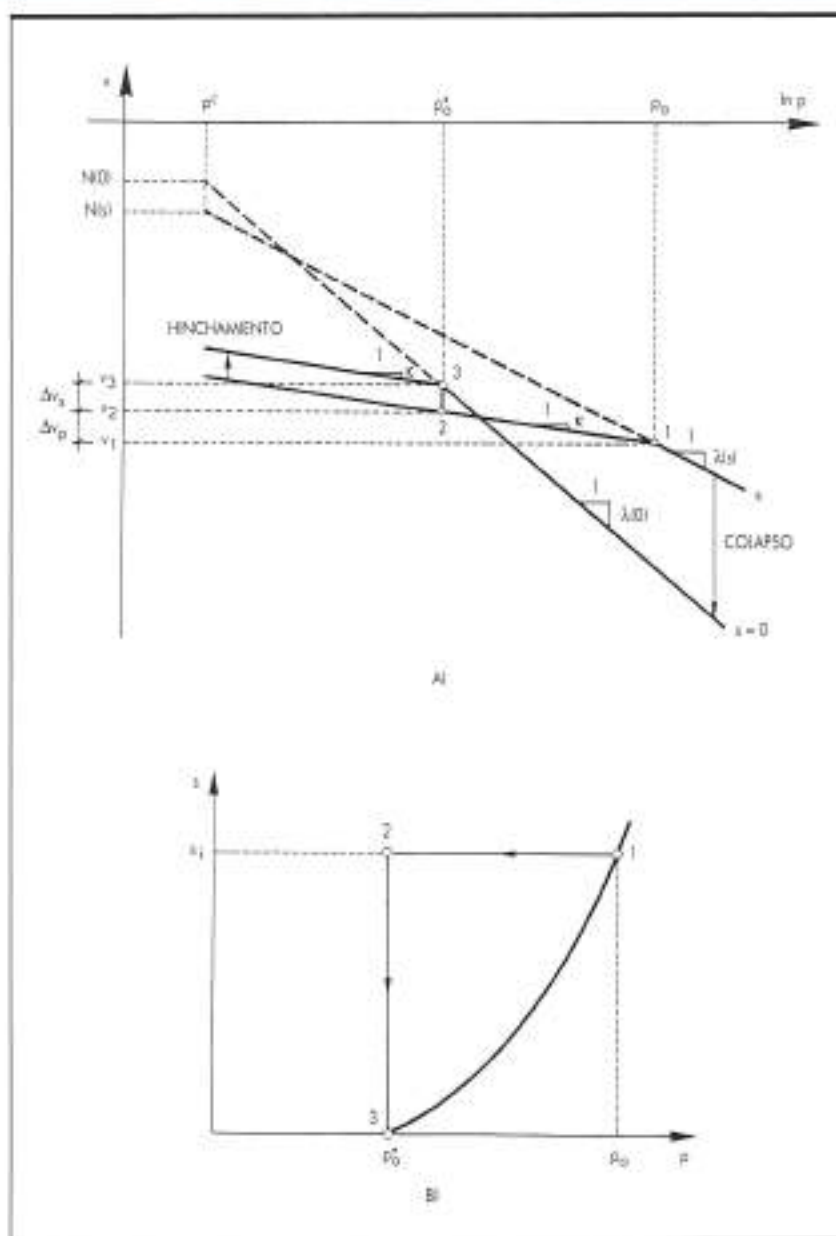


FIGURA 2. Relación entre las presiones de preconsolidación p_0 y p_0^* . A) Curvas de compresión para el suelo saturado y para el suelo no saturado. B) Trayectoria tensional y superficie de fluencia en el plano (p, v) .

establecer una relación entre la presión de preconsolidación genérica p_0 y la que corresponde al suelo saturado p_0^* relacionando los volúmenes específicos en los puntos 1 y 3, en una trayectoria tensional compuesta por un tramo inicial de descarga a succión constante, desde p_0 hasta p_0^* , seguida de una reducción de la succión, desde s hasta cero, a presión constante p_0^* . La muestra, inicialmente en el punto 1 (p, s) sigue la trayectoria 1-2-3 (Figs. 2A y B). De acuerdo con lo anterior es posible plantear la siguiente igualdad:

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad (3)$$

En la que las variables utilizadas se indican en la figura 2 A.

La reducción de la succión (humedecimiento) desde 2 hasta 3 se produce dentro del dominio elástico. En estas condiciones se produce un hinchamiento reversible Δv_s que sigue una ley logarítmica similar a la ecuación (2):

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{at}} \quad (4)$$

donde p_{at} se ha introducido para evitar valores infinitos cuando la succión se anula.

Teniendo en cuenta las ecuaciones (1), (2) y (4), la ecuación (3) se transforma en:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_s}{p^*} + \kappa \ln \frac{p_o}{p_o^*} + \kappa_e \ln \frac{s + p_{at}}{p_{at}} = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_o}{p_o^*} \quad (5)$$

que establece una relación entre p_s y s como una función de ciertas presiones de referencia (p_o^* , p_o) y de algunos parámetros del suelo ($N(s)$, $\lambda(s)$, κ , κ_e). Para simplificar la ecuación (5) es conveniente elegir p^* y $N(s)$ de tal manera que se cumpla la siguiente condición (Fig. 2 A):

$$\Delta v(p^*) \Big|_s = N(0) - N(s) = \kappa_e \ln \frac{s + p_{at}}{p_{at}} \quad (6)$$

Esto significa que p^* es la presión media neta para la que se puede alcanzar la curva noval saturada, partiendo de una condición parcialmente saturada, en una trayectoria de tensiones en la que el suelo se inunda y los hinchamientos que se producen son recuperables.

Si la ecuación (6) se sustituye en la ecuación (5), se obtiene la siguiente expresión:

$$\left(\frac{p_o}{p^*} \right) = \left(\frac{p_o^*}{p^*} \right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda}{\kappa_e - \kappa}} \quad (7)$$

Esta ecuación define un conjunto de presiones p_o para cada succión y puede considerarse, por tanto, como una familia de superficies de fluencia en el plano (p , s). Para identificar una única superficie es necesario especificar la presión de preconsolidación en estado saturado (p_o^*), que puede interpretarse como el parámetro de rigidización en la ecuación (7). Esta ecuación tiene un papel fundamental en el modelo desarrollado y permite explicar no solamente el aumento aparente de la presión de preconsolidación asociado a los incrementos de succión, sino también el fenómeno de colapso que aparece en trayectorias en las que se humedece al suelo. Las superficies definidas por la ecuación (7) se denominarán LC, acrónimo que corresponde a la expresión *Loading - Collapse* que hace referencia a procesos de carga (*Loading*) y colapso (*Collapse*). En la figura 2B se ha dibujado una curva LC entre los puntos 1 y 3. Obsérvese que cuando $p_o^* = p^*$, la curva LC se transforma en una recta, $p_o^* = p^*$. En ese caso, los cambios de succión no generan deformaciones irreversibles y sólo se mantiene la componente elástica expresada por la ecuación (4).

La información existente sobre el comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados, obtenida en ensayos con control de la succión, puede utilizarse para justificar algunas de las hipótesis en las que se basa el modelo. Lloret y Alonso (1985) recopilaron los resultados de diversos ensayos edométricos e isotrópicos de dicho tipo y los presentaron en forma de superficies de estado en las que el índice de poros e se expresó

como una función de la presión vertical y de la succión. Con los datos analizados se obtuvieron las expresiones analíticas más adecuadas mediante mínimos cuadrados. Los ensayos utilizados correspondían a distintos tipos de suelos (arcillas de baja plasticidad, arcillas limosas y arenas arcillosas) y succiones comprendidas entre cero y 100 kPa en la mayoría de los casos.

La mayoría de las superficies consideradas fueron obtenidas en trayectorias tensionales en las que se reducía la succión y posteriormente se aumentaba la presión media neta o la presión vertical. En la figura 3 se ha dibujado una de estas trayectorias. Para esta trayectoria en particular, el volumen específico final para un estado de tensiones genérico (p , s) puede expresarse de la manera siguiente:

$$v(p, s) = v(p^*, s_i) + \Delta v(p^*) \Big|_{s_i}^s + \lambda(s) \ln \frac{p}{p^*} \quad (8)$$

donde se ha supuesto que los procesos de carga (aumento de p) se producen en ramas novalas. Esta expresión puede compararse con la siguiente obtenida empíricamente por Lloret y Alonso (1985) tras ajustar por mínimos cuadrados resultados experimentales:

$$v = a + b \ln \frac{p}{p^*} + c \ln s + d \ln \frac{p}{p^*} = a + c \ln s + (b + d \ln s) \ln \frac{p}{p^*} \quad (9)$$

donde a , b , c y d son constantes.

Comparando las ecuaciones (8) y (9) se obtiene:

$$v(p^*, s_i) + \Delta v(p^*) \Big|_{s_i}^s = a + c \ln s \quad (10)$$

lo cual justifica la variación logarítmica de v con la succión, adoptada en la ecuación (6).

Además la ecuación (9) proporciona una expresión

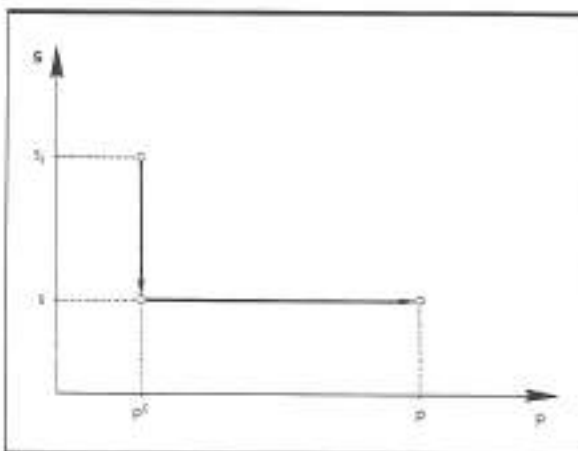


FIGURA 3. Trayectoria de humedecimiento y carga en el plano (p , s).

que describe el incremento de la rigidez del suelo con la succión:

$$\lambda(s) = b + d \ln s \quad (11)$$

Esta expresión puede predecir adecuadamente un aumento de la rigidez del suelo con la succión si $d < 0$. Sin embargo, proporciona un incremento indefinido de dicha rigidez para valores altos de la succión, lo cual es una clara limitación para rangos amplios de variación de esta última variable.

Para definir una variación asintótica de la rigidez, lo cual es probablemente más cercano a la realidad, se puede utilizar la siguiente expresión alternativa:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r) \exp(-\beta s) + r] \quad (12)$$

donde r es una constante relacionada con la rigidez máxima del suelo (para una succión infinita),

$$r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)}$$

y β es un parámetro que controla la rapidez con la que crece la rigidez del suelo con la succión. La ecuación (12) ha sido adoptada en el resto de este artículo debido a las predicciones más cercanas a la realidad que proporciona en comparación con la ecuación (11). Estas expresiones se podrán modificar adecuadamente una vez que se disponga de más información experimental. La figura 4 muestra formas típicas de la curva LC, cuando se utiliza la ecuación (12) para definir $\lambda(s)$, y se adoptan valores específicos de p_0^* , r y β . Los otros parámetros empleados para dibujar las curvas de la figura 4 son $p^* = 0,1 \text{ MPa}$, $\lambda(0) = 0,2$ y $\kappa = 0,02$.

Como se indicó en apartados anteriores, un aumento de la succión puede también producir deformaciones irreversibles. Para modelar este fenómeno se ha supuesto que cada vez que la succión supera un cierto valor máximo, designado como s_p , comienzan a desarrollarse deformaciones irreversibles. Como primera aproximación, y mientras no exista más información experimental, se ha adoptado la siguiente expresión para superficie de fluencia correspondiente:

$$s = s_p = cte \quad (13)$$

donde s_p representa la máxima succión a la que ha estado sometido el suelo y es el límite entre el dominio elástico y el dominio plástico cuando la succión aumenta (fig. 5). Esta superficie, asociada a incrementos de succión, se ha denominado SI. Las curvas LC y SI delimitan un dominio elástico en el plano (p, s) (fig. 6). Si se supone, tanto en el dominio elástico como en el dominio elastoplástico, una dependencia lineal entre v y $\ln(s + p_{at})$, se puede escribir para estados novalés:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{s + p_{at}} \quad (14)$$

Para ciclos de secado y humedecimiento (descarga y recarga):

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{at}} \quad (15)$$

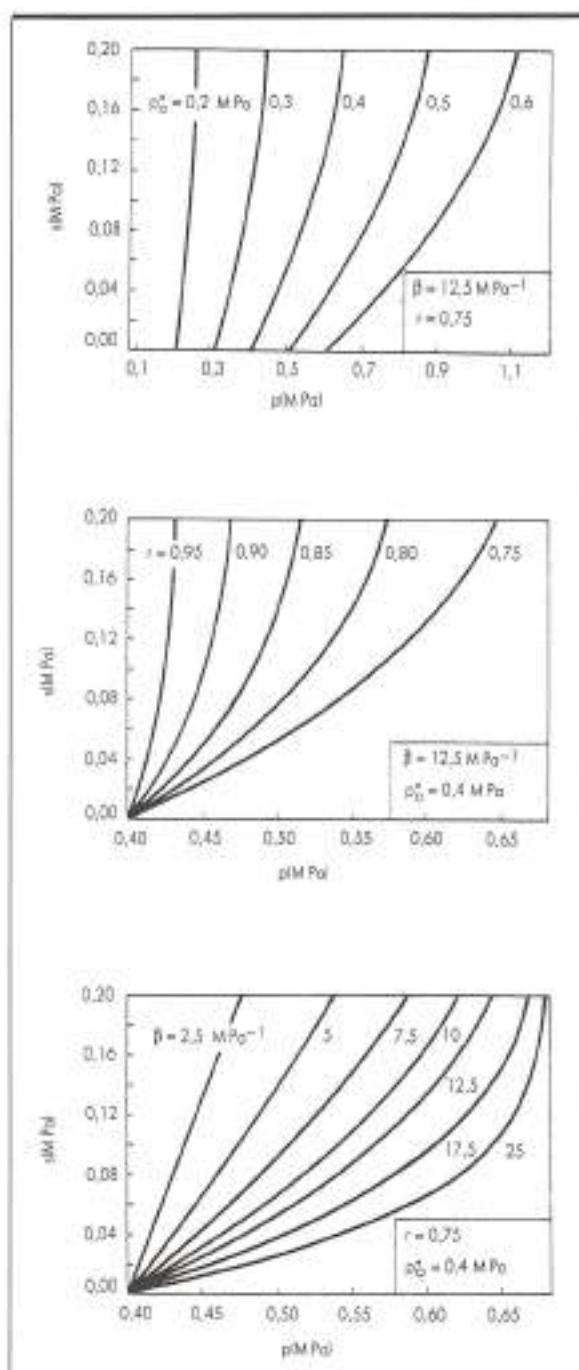
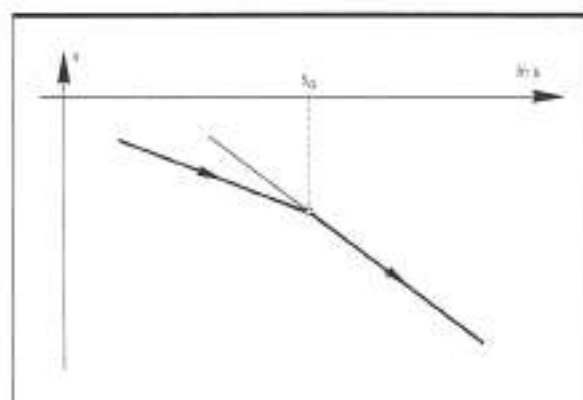


FIGURA 4. Curvas LC en el plano (p, s) para diferentes valores de p_0^* , r y β .

FIGURA 5. Definición de s_0 .

que es básicamente la ecuación (4). Aunque puede ser lógico suponer que exista una cierta dependencia entre λ_s , k_s y la presión media neta, no se ha tenido en cuenta por razones de simplicidad.

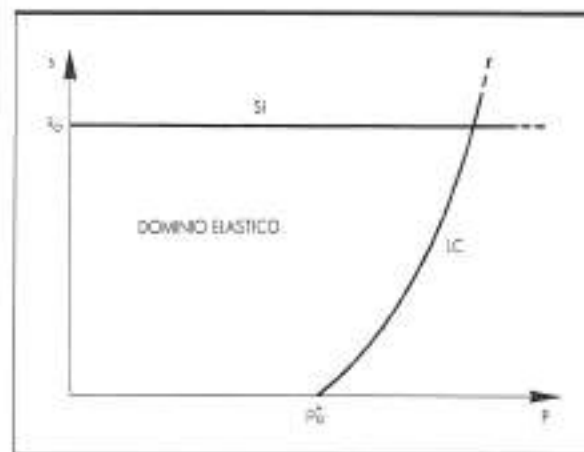
LEYES DE RIGIDIZACION

De acuerdo con la ecuación (2), un aumento de p dentro del dominio elástico generará una deformación volumétrica de compresión (positiva) expresada como:

$$d\epsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (16)$$

Una vez que la presión media neta alcanza el valor p_0 la deformación volumétrica total puede calcularse a partir de la ecuación (1) según:

$$d\epsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_s}{p_0} \quad (17)$$

FIGURA 6. Curvas LC y SI en el plano (p, s) .

y por lo tanto la componente plástica de la deformación volumétrica se expresa como:

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_s} \quad (18)$$

Teniendo en cuenta la ecuación (7) para la superficie de fluencia LC, es fácil demostrar que la deformación volumétrica plástica (18) también se puede expresar como:

$$d\epsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_s^*} \quad (19)$$

De la misma manera, un aumento de la succión dentro del rango elástico dará como resultado la siguiente expresión para la deformación volumétrica (ecuaciones (4) o (14)):

$$d\epsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s + p_{at}} \quad (20)$$

y cuando se alcanza la superficie de fluencia SI ($s = s_0$), se obtienen las siguientes expresiones para las deformaciones total y plástica:

$$d\epsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} \quad (21)$$

$$d\epsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} \quad (22)$$

Las deformaciones plásticas controlan la posición de las superficies de fluencia LC y SI de acuerdo con las ecuaciones (19) y (22). Estas leyes de rigidización implican un movimiento independiente de ambas superficies en el plano (p, s) . Sin embargo, la información experimental disponible (Josa et al., 1987) sugiere claramente la existencia de un acoplamiento entre ambas (véase la figura 20 y los comentarios a esta figura que aparecen en el apartado correspondiente). El tratamiento diferenciado dado hasta ahora a las deformaciones plásticas inducidas por la succión y por la presión media neta tienen sólo un carácter formal que ha sido útil para deducir relaciones matemáticas apropiadas. Como una primera aproximación se puede considerar que ambos tipos de deformaciones tienen efectos similares sobre el suelo. En consecuencia, una forma sencilla de acoplar ambas superficies de fluencia es hacerlas depender de la deformación volumétrica plástica total

$$d\epsilon_p^* = d\epsilon_{vp}^* + d\epsilon_{vs}^*$$

De acuerdo con estas consideraciones se pueden deducir las siguientes leyes de rigidización a partir de las ecuaciones (19) y (22):

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\epsilon_p^* \quad (23)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_p^* \quad (24)$$

FORMULACION DEL MODELO PARA ESTADOS TRIAXIALES

Con objeto de tener en cuenta el efecto de las tensiones de corte es necesario incorporar el parámetro $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$. El estado de deformaciones queda entonces definido por la deformación volumétrica

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_2$$

y por la deformación de corte

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)$$

Por cuestiones de consistencia, el modelo debe predecir el comportamiento de suelos saturados cuando la succión sea nula. Por razones de simplicidad se ha escogido para ello una versión del modelo Cam-Clay modificado, que proporciona una descripción adecuada del comportamiento básico de dichos suelos. La formulación para estados no saturados que se presenta en este artículo podría acoplarse en realidad con modelos saturados más complejos para obtener una mejor representación de algunos aspectos de su comportamiento. Sin embargo, dado que el modelo que se presenta tiene como principal objetivo reproducir el comportamiento de los suelos no saturados, el modelo saturado escogido se considera suficientemente adecuado. De acuerdo con ello, se ha supuesto que la superficie de fluencia para una muestra sometida a una succión constante s queda determinada por una elipse que presenta una presión de preconsolidación isotrópica igual a la presión p_o antes definida, presión que pertenece a la superficie de fluencia LC (fig. 7).

Para definir la elipse es necesario también especificar los estados de rotura. Por analogía con la condición saturada, se ha tomado una recta de estado crítico para succión no nula (CSL) que tendrá en cuenta los aumentos de resistencia generados por los incrementos de succión. Como primera hipótesis simple se ha representado el efecto de la succión como un incremento en la cohesión, manteniendo la misma pendiente M de la recta de estado crítico en estado saturado. Como se ha comentado anteriormente, esta hipótesis es válida para rangos limitados de variación de las tensiones. El modelo, sin embargo, admite también otras hipótesis alternativas.

Si se supone que el incremento de la succión sigue una ley lineal con la succión, las elipses intersectarán al eje p en un punto en el cual:

$$p = -p_s = -ks \quad (25)$$

donde k es una constante. El eje mayor de la elipse será el segmento limitado por $-p_s(s)$ y $p_o(s)$ y su ecuación vendrá dada por:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_o - p) = 0 \quad (26)$$

Se ha supuesto, por otro lado, que la superficie de fluencia SI se extiende en la zona $q > 0$ por medio de un plano paralelo al eje q , de manera que se mantiene la ecuación (13) en el espacio (p, q, s) . En la figura 8 se

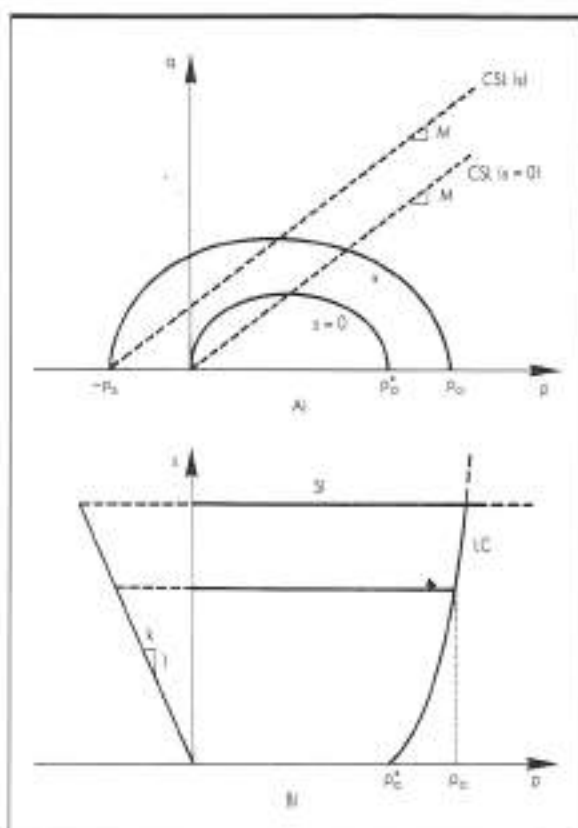


FIGURA 7. Superficies de fluencia en los planos (p, q) y (p, s) .

han dibujado las tres superficies de fluencia en este último espacio.

Se ha tomado, adicionalmente, en los planos $s = cte$, una ley de fluencia no asociada para la superficie LC definida por la ecuación (26). Es sabido (Gens y Potts, 1982a), que los modelos de estado crítico sobrestiman el valor de K_o . Para evitar este inconveniente, la expresión de la ley de fluencia asociada en planos $s = cte$ se ha modificado introduciendo el parámetro α (Ohmaki, 1982) de forma que se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{dq_p}{dp_p} = \frac{2qa}{M^2(2p + p_s - p_o)} \quad (27)$$

donde α se escoge de tal manera que la ley de fluencia prediga una deformación lateral nula para estados de tensión correspondientes a valores de K_o de Jaky (1948),

$$(K_o = 1 - \frac{6 - 2M}{6 + M})$$

Una vez conocida la relación entre K_o y M , la nueva ley de fluencia no introduce ningún parámetro adicional. Las componentes de la deformación plástica asociadas a esta superficie de fluencia serán (dq_p, dp_p) . La expresión matemática de estas deformaciones se puede

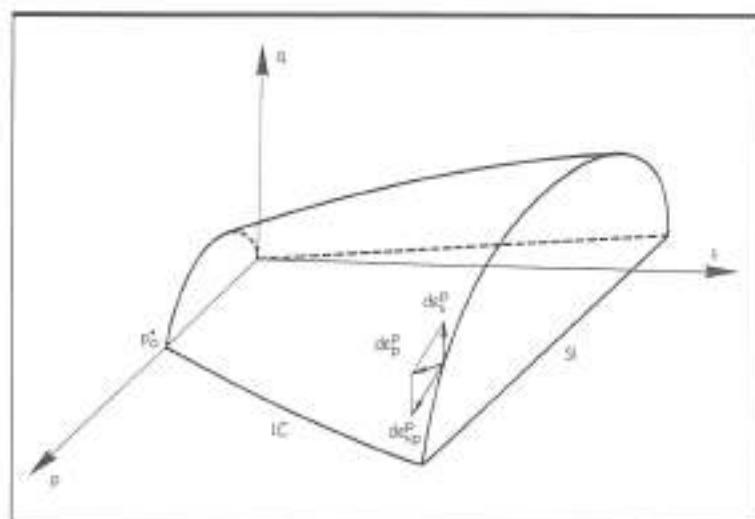


FIGURA 8. Superficies de fluencia LC y SI en el espacio (p, q, s) .

obtener mediante los procedimientos habituales en plasticidad rigidizable. Para la segunda superficie de fluencia (ecuación (13)), el vector de incremento de deformación plástica inducida por aumentos de succión será $(d\epsilon_{ss}^p, 0)$, donde $d\epsilon_{ss}^p$ se expresa mediante la ecuación (22).

Las deformaciones elásticas

$$d\epsilon_s^e = \frac{2}{3} (d\epsilon_1^e - d\epsilon_3^e)$$

producidas por cambios de q se han calculado utilizando un módulo de corte G :

$$d\epsilon_s^e = \frac{1}{3} G dq \quad (28)$$

En el apéndice 1 se presenta un resumen de las expresiones matemáticas que definen el modelo. La extensión a casos tridimensionales del planteamiento llevado a cabo puede ser realizado con facilidad (Gens y Potts, 1988).

PARAMETROS DEL MODELO Y SU DETERMINACION

La aplicación del modelo requiere información de los siguientes estados de tensiones y parámetros:

- Estado inicial: estado de tensiones (p_i, q_i, s_i) , volumen específico v_i y tensiones de referencia que definen la posición de las superficies de fluencia (p_{cr}^r, s_{cr}) .
- Parámetros directamente asociados con la superficie de fluencia LC en estados isotropos: p^r , presión de referencia; $\lambda(0)$, coeficiente de compresibilidad en carga noval para estados saturados; κ , coeficiente de compresibilidad en trayectorias elásticas (descargas y recargas); r , parámetro que define, con $\lambda(0)$, el valor mínimo del coeficiente de compresibilidad en carga noval para valores elevados de la succión; β , parámetro que controla la

rapidez con que aumenta la rigidez con la succión en cargas noales.

c) Parámetros directamente relacionados con cambios en la succión y con la superficie de fluencia SI: λ_{ss} , coeficiente de compresibilidad para aumentos de la succión en ramas noales; κ_{ss} , coeficiente de compresibilidad para cambios de la succión en zona elástica.

d) Parámetros directamente asociados con cambios en la tensión de corte y con la resistencia al corte: G , módulo de corte elástico; M , pendiente de la recta de estado crítico; k , parámetro que controla el aumento de cohesión con la succión.

Un enfoque racional desde un punto de vista ingenieril requiere el empleo de los modelos más simples posibles, compatibles con el nivel de precisión deseado en los resultados. El análisis de un problema concreto hará referencia a un tipo específico de suelo y de condiciones iniciales y requerirá la estimación de las trayectorias de tensiones previsibles. Es posible que dichas trayectorias tensionales no alcancen en ningún momento a alguna de las superficies de fluencia anteriormente definidas. Así, por ejemplo, el comportamiento de suelos parcialmente saturados no expansivos en trayectorias tensionales en las que el suelo se humedece y la presión media neta y la tensión de corte aumentan o disminuyen, puede modelarse con la curva LC y la superficie de fluencia correspondiente en el espacio (p, q, s) , mientras que la superficie de fluencia SI no tendrá ninguna relevancia en este caso.

Un ejemplo de este tipo puede encontrarse en el análisis de presas de tierras, en las que la succión inicial tras la compactación no es superada probablemente con posterioridad. En este caso el modelo necesita nueve parámetros $(p^r, \lambda(0), \kappa, r, \beta, \kappa_{ss}, G, M, k)$, cinco más que un modelo de estado crítico $(\lambda(0), \kappa, G \text{ y } M)$. Los cinco parámetros adicionales $(p^r, r, \beta, \kappa_{ss}, k)$ permiten reproducir características típicas del comportamiento de los

suelos parcialmente saturados, tales como el aumento de la rigidez y de la resistencia con la succión, los fenómenos de colapso, así como hinchamientos volumétricos moderados cuando el suelo se humedece. El parámetro λ_s y la superficie de fluencia SF se deberán también introducir cuando sea previsible que se produzcan procesos de secado en el suelo.

Para determinar los parámetros del modelo será necesario, en general, realizar ensayos con succión controlada. En la figura 9 se indican las siguientes trayectorias tensionales que pueden ser utilizadas para dicha determinación:

a) ensayos en los que se aplica una compresión isotropa drenada (carga y descarga) para diferentes valores de

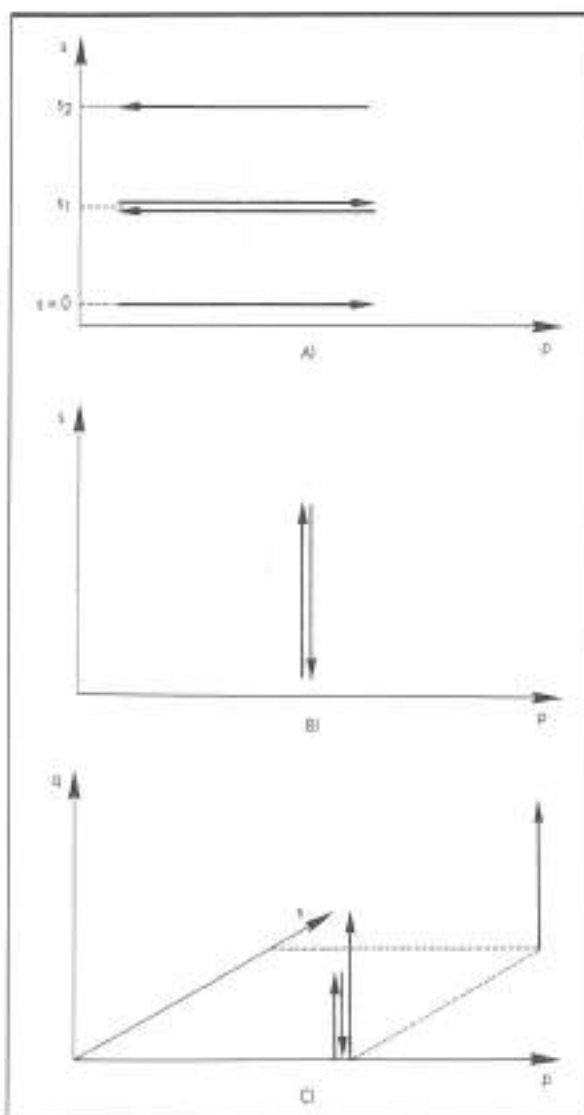


FIGURA 9. Trayectorias de tensiones básicas para determinar los parámetros del modelo.

succión; estos ensayos permiten calcular p^* , p_o^* , $\lambda(0)$, k , r y β (Fig. 9A);

b) ensayos con ciclos de secado y humedecimiento para una presión media neta constante; estos ensayos permiten calcular s_o , λ_s y κ_s (Fig. 9B);

c) ensayos de corte drenados para diferentes valores de succión; estos ensayos permiten calcular G , M y k (Fig. 9C).

Estas trayectorias básicas pueden combinarse en unos pocos ensayos para obtener todos los parámetros del modelo, como por ejemplo los tres de la figura 10 que permiten identificarlo completamente. Estos ensa-

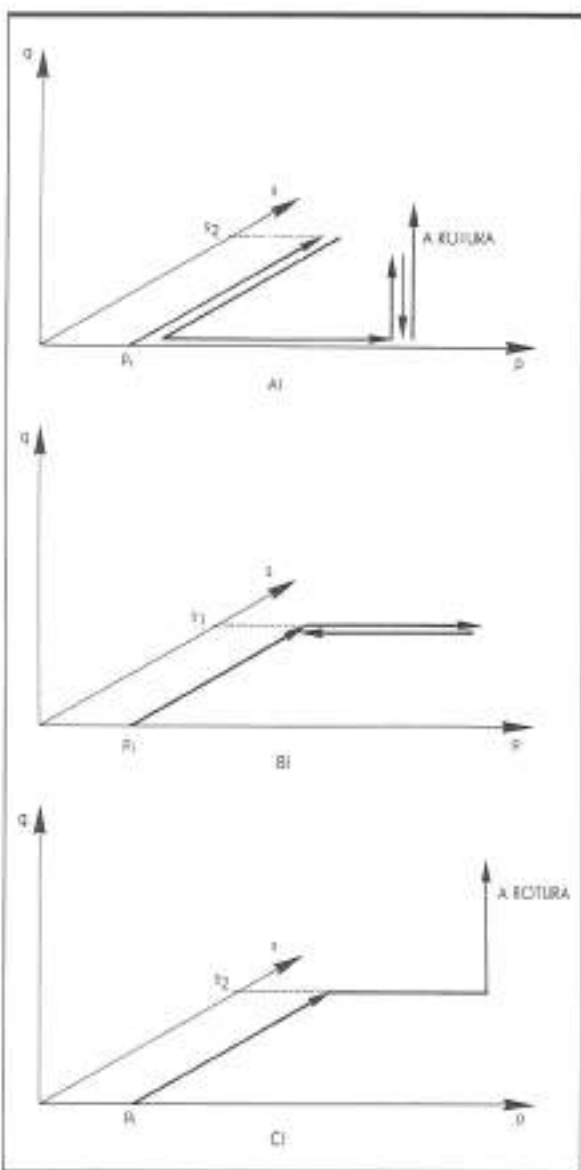


FIGURA 10. Ejemplos de ensayos para determinar los parámetros del modelo.

yos corresponden, lógicamente, a un programa experimental mínimo. Una determinación más exacta de los parámetros requeriría más ensayos.

CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DEL COMPORTAMIENTO PREDICHO

Antes de llevar a cabo una comparación con resultados experimentales específicos se ha considerado conveniente mostrar las predicciones que realiza el modelo en una serie de trayectorias tensionales seleccionadas. En todos estos casos se ha empleado el mismo conjunto de parámetros, que se indican a continuación, para describir un suelo de referencia:

a) parámetros directamente relacionados con cambios de p y con la superficie de fluencia LC :

$$\lambda(0) = 0,2; \kappa = 0,02; r = 0,75 \\ \beta = 12,5 \text{ MPa}^{-1}; p^* = 0,10 \text{ MPa}$$

b) coeficientes de compresibilidad para cambios de succión:

$$\lambda_s = 0,08; \kappa_s = 0,008$$

c) parámetros directamente relacionados con cambios de q y de la resistencia al corte:

$$G = 10 \text{ MPa}; M = 1; k = 0,6$$

Adicionalmente se adoptó un índice de poros inicial de 0,9 ($v = 1,9$). Este suelo ficticio es un material moderadamente compresible. Para valores altos de la succión, su compresibilidad ante variaciones de p se reduce al 75 % del valor saturado. El ángulo de resistencia al corte para condiciones saturadas es de $25,4^\circ$ y el cambio en la cohesión debido a aumentos de succión es moderado ($k = 0,6$). Para cada uno de los ejemplos que se presentan se indica la posición inicial de las curvas LC y SI .

Caso 1: Deformaciones volumétricas inducidas por humedecimiento del suelo para presiones de confinamiento crecientes. En la figura 11A se indica la posición inicial de las curvas LC y SI ($p_a^* = 0,20 \text{ MPa}$; $s_a = 0,3 \text{ MPa}$). Las deformaciones volumétricas que se presentan en la figura 11B corresponden a tres trayectorias de humedecimiento AB , CB y EF (1, 2 y 3) que comienzan con la succión inicial $s_a = 0,2 \text{ MPa}$ y tres presiones de confinamiento diferentes (0,15, 0,35 y 0,6 MPa). El primer tramo de humedecimiento (AB) se produce dentro del rango elástico y genera un hinchamiento continuado (segmento AB en la figura 11B). El segundo tramo de humedecimiento, CD , comienza una vez que se ha aplicado una compresión AC a la muestra. Durante el humedecimiento se produce un colapso desde el inicio de la reducción de la succión. La pequeña expansión elástica en el tramo CD es menor que la compresión inducida por el movimiento de la curva LC hasta su posición final, por lo que se obtiene un colapso neto. Finalmente, en la trayectoria EF se produce un colapso mayor (segmento EF en la figura 11B). Una vez ha terminado el humedecimiento, las curvas de compresión siguen una única trayectoria correspondiente a condiciones de satu-

ración completa (el tramo DF tras el humedecimiento 2 sigue la curva de compresión saturada BDF). Los resultados experimentales de Jennings y Burland (1962) y Blight (1965) con arenas colapsables, de Erol y El-Ruwaih (1982) con un loess y de Maswoswe (1985) con una arcilla arenosa de baja plasticidad justifican esta unicidad en la rama saturada.

Caso 2: Efecto de aplicaciones alternativas de variaciones de presión y de succión. La figura 12A muestra un primer ejemplo. En ella se han representado tres trayectorias tensionales (1, 2, 3) en las que la succión no se incrementa, comienzan en el punto A ($s_A = 0,2 \text{ MPa}$, $p_A = 0,15 \text{ MPa}$), y finalizan en un mismo punto ($s_F = 0$, $p_F = 0,6 \text{ MPa}$). $p_a^* = 0,20 \text{ MPa}$ y $s_a = 0,3 \text{ MPa}$ definen la posición inicial de las superficies de fluencia. Las diferentes combinaciones de aumento de p y reducción de succión, que inducen bien expansión ($A \rightarrow C \rightarrow E \rightarrow F$) o colapso ($A \rightarrow B \rightarrow D \rightarrow F$), llevan a la curva LC a una posición final común LC_F en la que las deformaciones volumétricas son las mismas en los tres casos. Ello implica que los cambios de volumen que se generan en este tipo de trayectorias tensionales sólo dependen de los estados inicial y final. Este resultado ha sido empleado por algunos autores anteriormente citados para formular el comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados basándose en superficies de estado. Barden et al. (1969) obtuvo también resultados experimentales con trayectorias tensionales cualitativas similares a las indicadas en la figura 12A (grupo 2 de ensayos) para una arcilla de baja plasticidad. El tipo de predicciones del modelo se ajusta satisfactoriamente a los resultados medidos.

Considérese, sin embargo, tres trayectorias de tensiones con tramos de secado (Fig. 13). Tres muestras (1, 2, 3) comienzan en el mismo punto A ($s_A = 0$, $p_A = 0,15 \text{ MPa}$) y se cargan y secan en tres secuencias diferentes hasta alcanzar el mismo punto final F ($s_F = 0,2 \text{ MPa}$, $p_F = 0,6 \text{ MPa}$). Se ha adoptado en este caso el mismo estado de preconsolidación inicial para la muestra que en el caso anterior ($s_a = 0,3 \text{ MPa}$, $p_a^* = 0,2 \text{ MPa}$). La muestra 1, que se carga en condiciones saturadas, desplaza la curva LC hasta la posición LC_B y luego experimenta una disminución volumétrica elástica cuando la succión se incrementa de B a F , sin que se produzca ningún cambio en la posición de la curva LC . De las tres muestras, ésta es la que experimenta la mayor deformación volumétrica. En la trayectoria 3, la succión aplicada desde A hasta E induce una cierta compresión en la muestra y un aumento de la rigidez frente al incremento de la presión de confinamiento. La trayectoria EF desplaza la curva LC a la posición final LC_F con $p_{aF}^* < p_{aB}^* = 0,6 \text{ MPa}$. Esta muestra es la que experimenta la mínima deformación volumétrica de las tres, como se observa en la figura 13B. Por ello en estas trayectorias en las que la muestra se seca antes de ser cargada, el estado final depende de la trayectoria tensional seguida. A esta misma conclusión llegaron Bar-

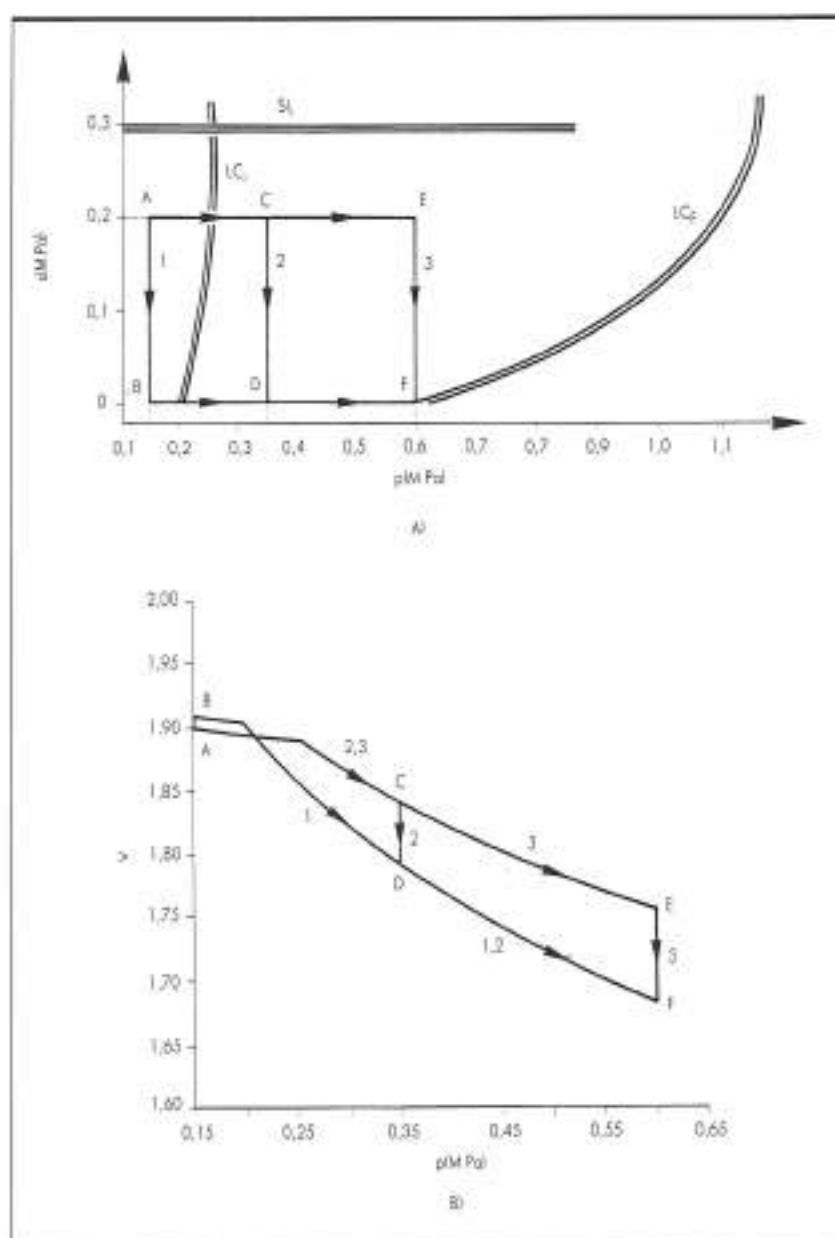


FIGURA 11. Predicciones del modelo en trayectorias de tensiones en las que disminuye la succión humedecimiento para diferentes tensiones medias netas p : A) trayectorias de tensiones; B) relación entre el volumen específico y la tensión media neta.

den et al. (1969) a partir de ensayos con arcillas de baja plasticidad, Matyas y Radhakrishna (1968) con una arcilla arenosa de baja plasticidad y Josa et al. (1987) con un caolín.

Caso 3: Acoplamiento de las superficies de fluencia S_L y LC .

En los dos casos anteriores la curva S_L no jugaba ningún papel dado que las succiones aplicadas eran siempre menores que s_o . En la figura 14 se compara una trayectoria AB en la que se aumenta p a succión constante ($s_A = 0$ MPa), con una trayectoria análoga DE

precedida en este último caso por un ciclo de secado-humedecimiento (ACD) en el que se aplica una succión máxima de 0.3 MPa. La posición inicial de las superficies de fluencia está definida por $p_s^* = 0.2$ MPa y $s_o = 0.025$ MPa. El ciclo de secado-humedecimiento genera una compactación neta de la muestra y mueve la curva LC desde la posición inicial LC_i hasta la posición LC_D , como se indica en la figura 14A. En el tramo siguiente DE en el que se aumenta p , la muestra experimenta una presión de preconsolidación mayor que la muestra que sigue el tramo AB (Fig. 14B). En Josa

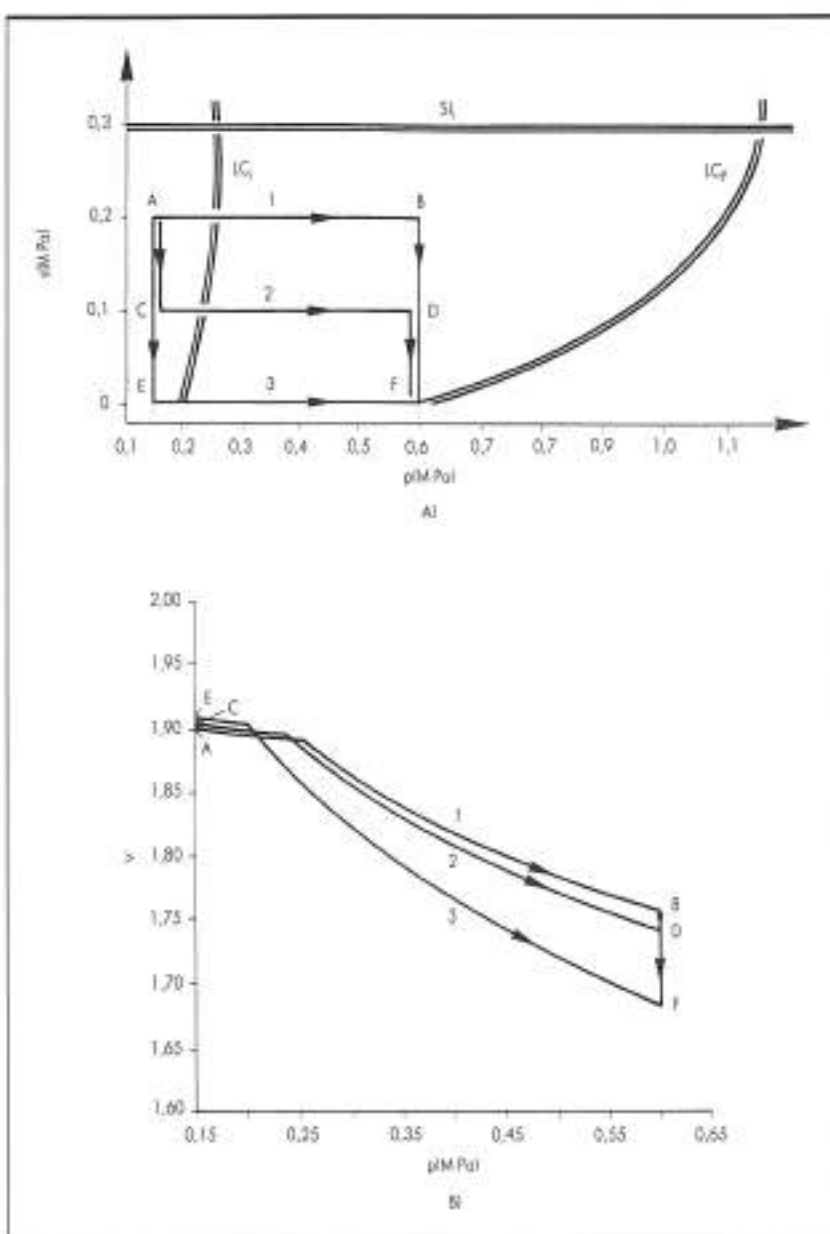


FIGURA 12. Predicciones del modelo en trayectorias de tensiones en las que se incrementa la tensión media neta y se reduce la succión (humedecimiento). A) trayectorias de tensiones; B) relación entre el volumen específico y la tensión media neta.

et al. (1987) se pueden encontrar resultados experimentales que confirman este tipo de comportamiento.

Caso 4: Ensayos de corte para succiones diferentes. En la figura 15 se muestran tres ensayos de corte a presión media neta constante ($p_A = 0,15$ M Pa), para tres succiones diferentes ($s_1 = 0,10$ M Pa, $s_2 = 0,2$ M Pa, $s_3 = 0,30$ M Pa). La posición inicial de las superficies de fluencia se indica en la figura 15A ($p_A^* = 0,15$ M Pa, $s_1 = 0,4$ M Pa). En la figura 15B se han dibujado las relaciones tensión de corte-deformación de corte obteni-

das en los tres casos, en las que se observa el aumento de la resistencia al corte que produce la succión. Delage et al. (1987) obtuvo resultados de este tipo en ensayos de corte con succión controlada en un limo.

Caso 5: Rotura al disminuir la succión. La figura 16 muestra una trayectoria de tensiones en la que se produce la rotura de un suelo parcialmente saturado debido a una reducción de la succión. Este tipo de rotura puede ser de interés en el caso de taludes con suelos parcialmente saturados (por ejemplo, taludes con suelos residuales en

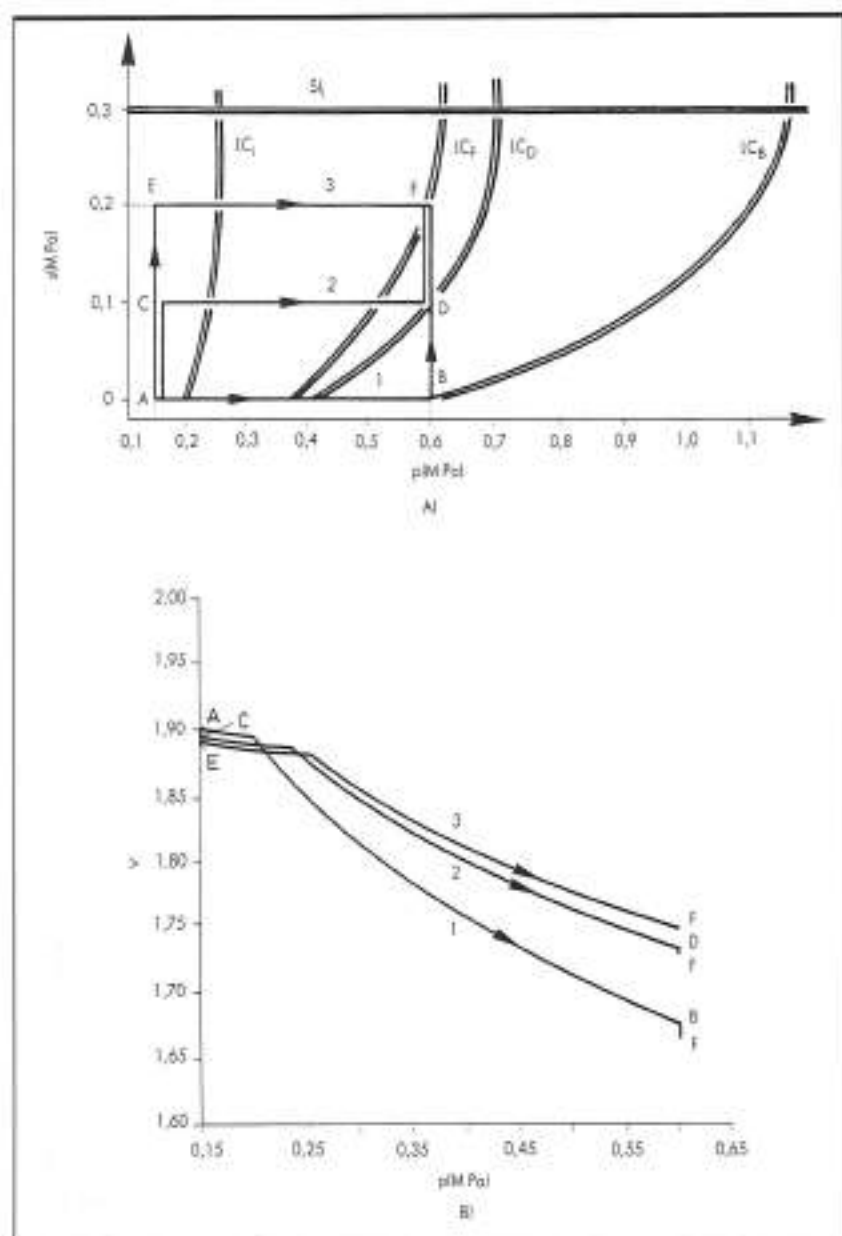


FIGURA 13. Predicciones del modelo en trayectorias de tensiones en las que se incrementa tanto la tensión media neta como la succión (secado): A) trayectorias de tensiones; B) relación entre el volumen específico y la tensión media neta.

regiones tropicales) que se humedecen debido a infiltraciones provenientes de la lluvia (Brand, 1981). En el caso analizado, la succión fue incrementada en una primera etapa manteniendo constante p (tramo AB) y posteriormente se incrementó la presión media neta a succión constante (BC), se aplicó una tensión desviadora (CD) y por último se redujo la succión hasta alcanzar la

rotura (DE). La posición inicial de las superficies de fluencia ($p_0^* = 0.15 \text{ MPa}$, $s_0 = 0.3 \text{ MPa}$) se indica en la figura 16A. En la figura 16B se ha representado la relación entre la tensión de corte y la deformación de corte en el tramo final de humedecimiento (DE). La rotura se produce para una succión final $s_F = 0.033 \text{ MPa}$.

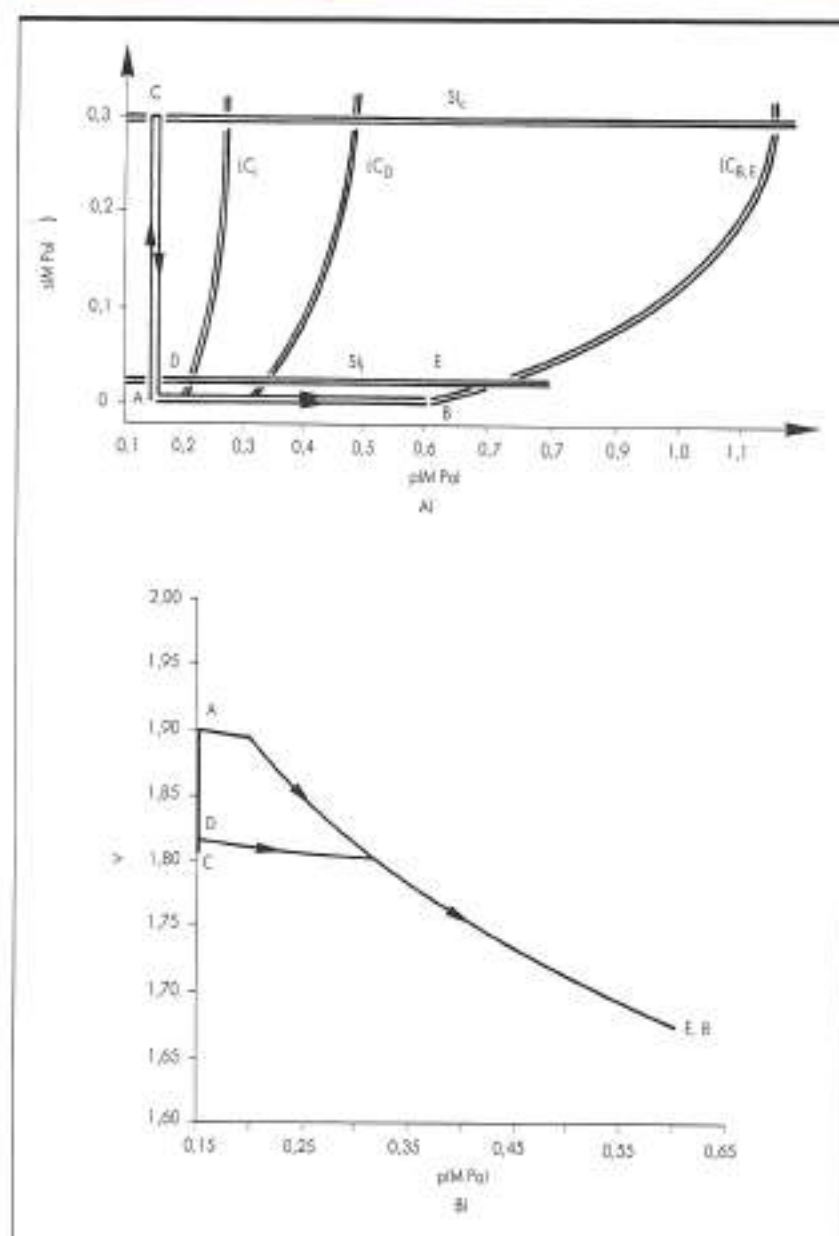


FIGURA 14. Efecto de un incremento inicial de la succión: A) trayectorias de tensiones; B) relación entre el volumen específico y la tensión media neta.

COMPARACION ENTRE PREDICCIONES DEL MODELO Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

ENSAYOS SOBRE UN CAOLIN DESCRITOS POR JOSA (1988)

En este artículo se presenta únicamente un breve resumen de dichos resultados experimentales. Información adicional sobre ellos puede encontrarse en Josa et al. (1987) y Josa (1988). Los ensayos se realizaron en una célula triaxial hidráulica, modificada para poder imponer estados de succión en las muestras de suelo. Para

ello se aplicaba una presión constante de aire en la piedra porosa superior de la muestra y una presión de agua variable en la piedra porosa inferior. Las medidas de la tensión axial aplicada y de las deformaciones se realizaban dentro de la misma cámara triaxial. Las presiones intersticiales y de confinamiento, así como la carga vertical, se aplicaban por medio de un sistema de botes de mercurio auto-compensados, cuya posición se controlaba por medio de motores paso a paso. Un ordenador conectado al sistema controlaba la trayectoria de tensiones y de succión.

El suelo empleado en los ensayos era un caolín co-

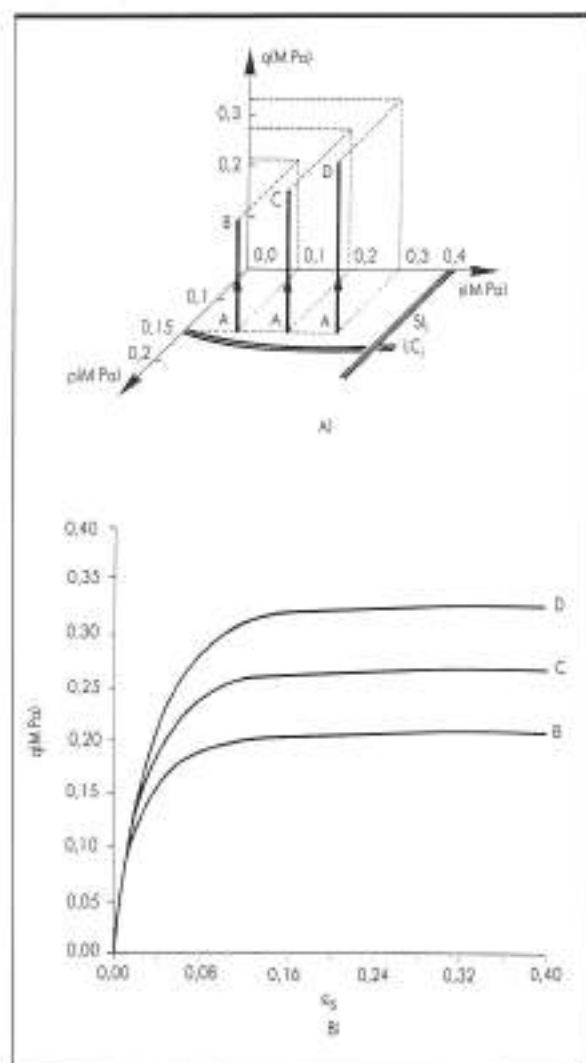


FIGURA 15. Predicciones del modelo en trayectorias de tensiones de incremento de la tensión de corte o succión constante: A) trayectorias de tensiones; B) relación entre la tensión de corte y la deformación de corte.

mercial moderadamente plástico ($w_L = 38,7\%$; $w_p = 26,9\%$; % de partículas $\leq 2\mu$: 4% ; % de partículas $\leq N^\circ 200$ ASTM: 95% ; coeficiente de uniformidad: 2 ; Clasificación Unificada: *ML*), compuesto principalmente, de acuerdo con ensayos de difracción con rayos X llevados a cabo, por caolinita y cuarzo y un porcentaje moderado de illita. Las muestras se compactaban dinámicamente y posteriormente se dejaban consolidar hasta alcanzar un estado inicial definido por $p = 0,045$ MPa; $s = 0,01$ MPa y $q = 0$. Una vez consolidado, el suelo tenía un índice de poros $e_0 = 0,915$ y un grado de saturación $S_{re} = 0,875$. A partir de este estado inicial se aplicaban distintas trayectorias de tensiones,

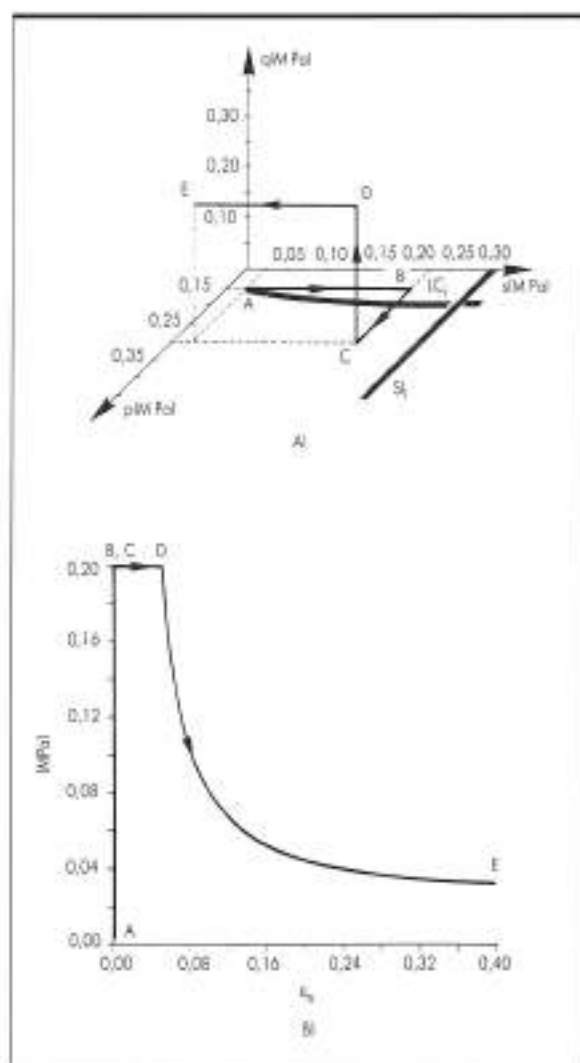


FIGURA 16. Rotura del suelo en una trayectoria de disminución de la succión: A) trayectorias de tensiones; B) relación entre la succión y la deformación de corte.

Los parámetros que controlan la variación de la rigidez del suelo con la succión ($\lambda(0)$, r y β ; ecuación (12)) pueden ser obtenidos por medio de ensayos de compresión isotrópica a diferentes succiones constantes. En la figura 17A se muestran ensayos de este tipo. En la figura 17B se ha dibujado la variación de $\frac{1}{\lambda(s)}$ con p de

acuerdo con la ecuación (17). Se obtuvieron tres valores de $\lambda(s)$ ($\lambda(0,04) = 0,09$; $\lambda(0,06) = 0,075$ y $\lambda(0,09) = 0,06$) en los tramos finales sensiblemente horizontales de dichas curvas, que corresponden a muestras cargadas por encima de las presiones de preconsolidación. De esta manera fue posible determinar las tres incógnitas $\lambda(0)$, r y β mediante la ecuación (12). Se obtuvo: $\lambda(0) = 0,14$,

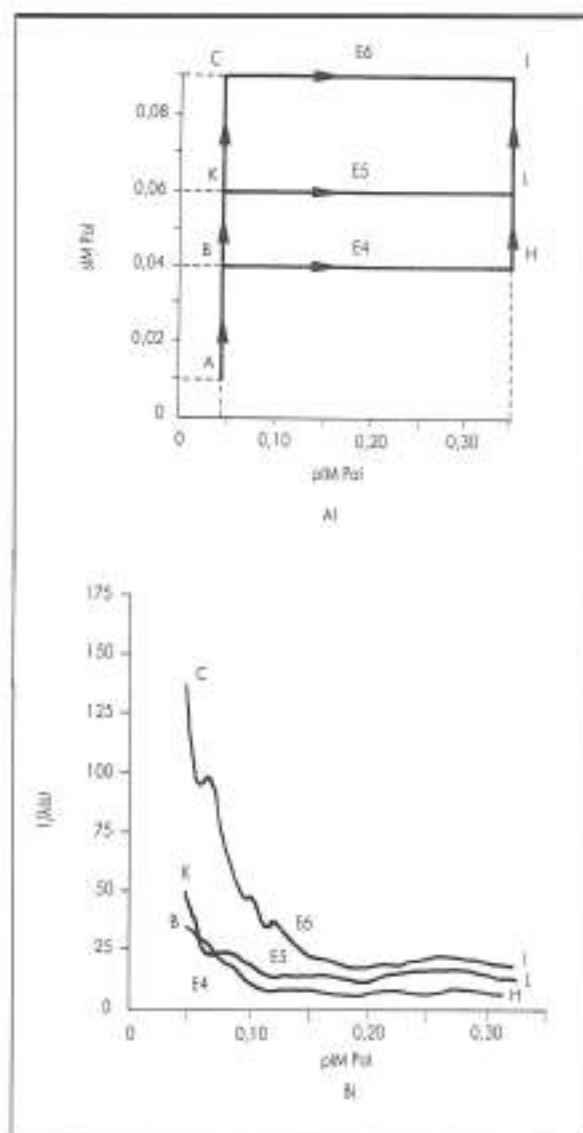


FIGURA 17. Ensayos de compresión isotropa sobre un coque parcialmente saturado: A) trayectorias de tensiones; B) variación de la compresibilidad del suelo.

$\beta = 16,4 \text{ MPa}^{-1}$ y $r = 0,26$. Adicionalmente, en las trayectorias de descarga se estimó un valor medio $\kappa = 0,015$.

Para determinar λ_s y κ_s son adecuados ensayos en los que se apliquen ciclos de succión manteniendo constante la presión media neta p , con tal de que la trayectoria de disminución de succión no interseque a la curva LC. Para ello, se aumentó inicialmente la succión y después se redujo, manteniendo p constante. En la figura 18 se muestra un ensayo de este tipo, en el que se observa que el suelo presenta una respuesta casi elástica tras el primer ciclo de aumento de la succión, tal y

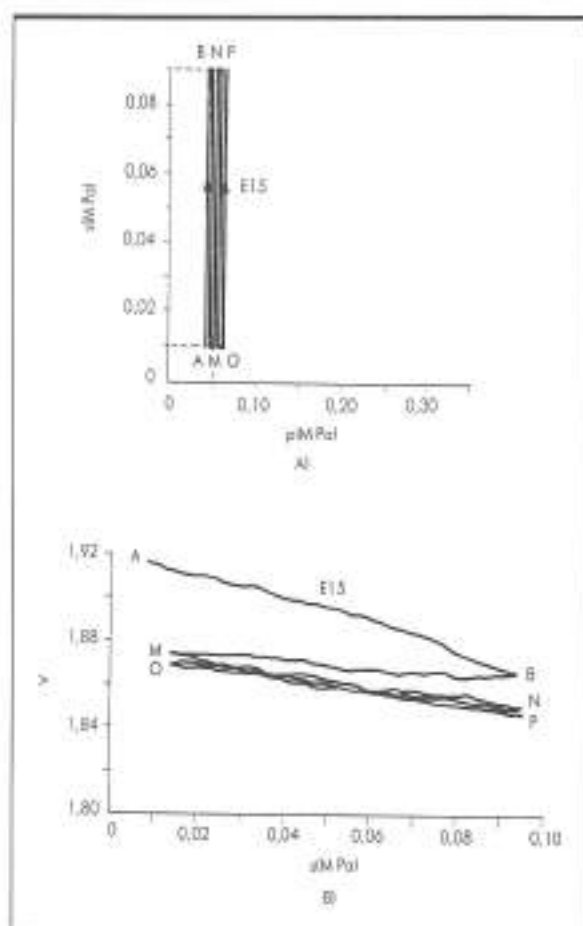


FIGURA 18. Efecto de ciclos sucesivos de variación de la succión en los cambios de volumen específico de un coque parcialmente saturado confinado isotrópicamente: A) trayectorias de tensiones; B) resultados experimentales.

como predice el modelo. Varios ensayos análogos dieron como resultado los siguientes valores medios: $\lambda_s = 0,05$ y $\kappa_s = 0,01$.

El módulo de corte G se estimó a partir de ensayos de corte drenados en los que se aplicaba una tensión desviadora q a diferentes valores de p y de s . En las figuras 22A y 22B se muestran las trayectorias de tensiones seguidas y las relaciones tensión de corte-deformación de corte correspondientes (estos resultados se emplearán posteriormente para compararlos con las predicciones del modelo). Como consecuencia de la ley de fluencia adoptada, no se producen deformaciones de corte plásticas al comienzo del ensayo, por lo que el tramo inicial de las curvas se puede utilizar para determinar el módulo de corte elástico G . El valor obtenido fue $G = 3,3 \text{ MPa}$.

Para obtener M y k se realizaron varios ensayos de corte con distintos valores de p y s (Fig. 19). Dentro del

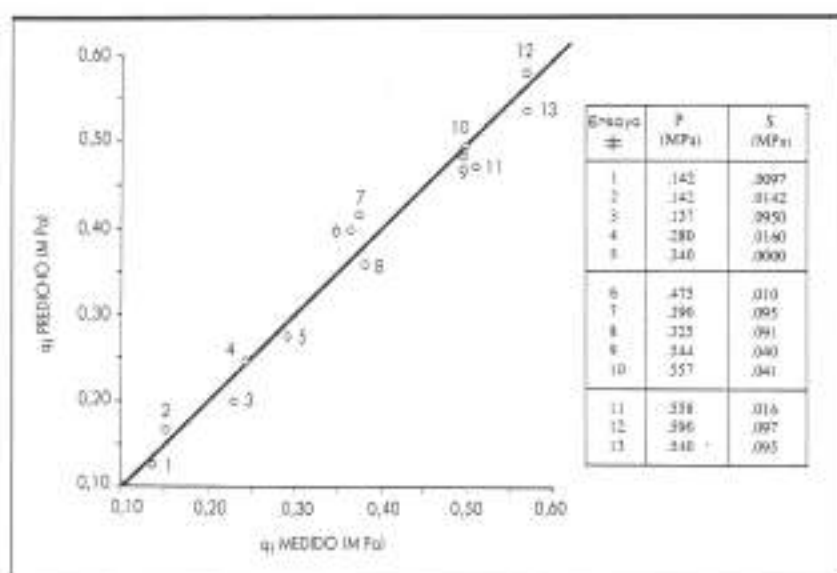


FIGURA 19. Comparación entre valores medidos de la resistencia al corte y valores calculados, suponiendo en este último caso una superficie de estado crítico plana en el espacio (p, q, s) .

rango de tensiones aplicado (s de 0 a $0,097 \text{ MPa}$ y p de $0,137 \text{ MPa}$ a $0,59 \text{ MPa}$), el plano:

$$q = Mp + Mks = 0,821p + 1,022s \quad (29)$$

se ajusta a los resultados experimentales con una desviación estándar del 6,8 %. De este plano se dedujo $M = 0,821$ y $k = 1,245$.

La posición inicial de las superficies de fluencia queda determinada por las presiones de referencia p_s^* y s_v . p_s^* se puede estimar si se dispone de la curva de compresión isotrópica del suelo en el caso saturado o si existe información sobre la presión de preconsolidación del suelo cuando s varía. En este caso esta última información puede obtenerse a partir de los resultados que

muestra la figura 17. Un cambio rápido de $\frac{1}{\lambda(s)}$ con p

permite obtener una predicción de p_s^* . Aunque es difícil determinar exactamente la posición del punto de inflexión, en la figura 17B es posible identificar aproximadamente los siguientes valores: $p_s(0,04) = 0,065 \text{ MPa}$; $p_s(0,06) = 0,07 \text{ MPa}$; $p_s(0,09) = 0,085 \text{ MPa}$. Estos valores se han empleado para calcular, por medio de la ecuación (7), los valores de p_s^* y p^* . Aplicando mínimos cuadrados se obtuvo $p_s^* = 0,055 \text{ MPa}$ y $p^* = 0,043 \text{ MPa}$. De la misma manera se pueden interpretar ensayos en los que se incrementa la succión manteniendo constante la presión media neta p (ensayo E1 en la figura 20). De esta forma se determinó $s_v = 0,03 \text{ MPa}$. Un segundo

PARAMETROS DEL MODELO		CC1*	AAC*	CC2*	ESTADO INICIAL	CC1	AAC	CC2	TENSIONES DE REFERENCIA	CC1	AAC	CC2
COMPRESIBILIDAD ANTE CAMBIOS DE LA TENSION MEDIO NETA	λ_0	0,14	0,066	0,065	p_s MPa	0,045	0,0066	0,02	p_s^* MPa	0,055	0,02	0,04
	κ	0,015	0,0077	0,011	s_v MPa	0,01	0,005	0	s_v MPa	0,03	0,3	0,07
	β MPa ⁻¹	16,4	20	20	q MPa	0	0,24	0,05				
	r	0,26	0,25	0,75								
	p^* MPa	0,043	0,012	0,01	v	1,913	1,66	2,098				
COMPRESIBILIDAD ANTE CAMBIOS DE SUCCION MODULO DE CORTE RESISTENCIA AL CORTE	λ_s	0,05	-	0,025								
	K_s	0,01	0,001	0,005								
	G MPa	3,3	7	-								
	M	0,82	1,2	-								
	k	1,24	0,8	-								

Tabla 1. Parámetros del modelo, estado inicial y tensiones de referencia para los tres suelos indicados.

* CC1: Coque compactado Iloilo et al., 1987.

AAC: Arcilla arenosa compactada Moscoso, 1985.

CC2: Coque compactado Morúa, 1988.

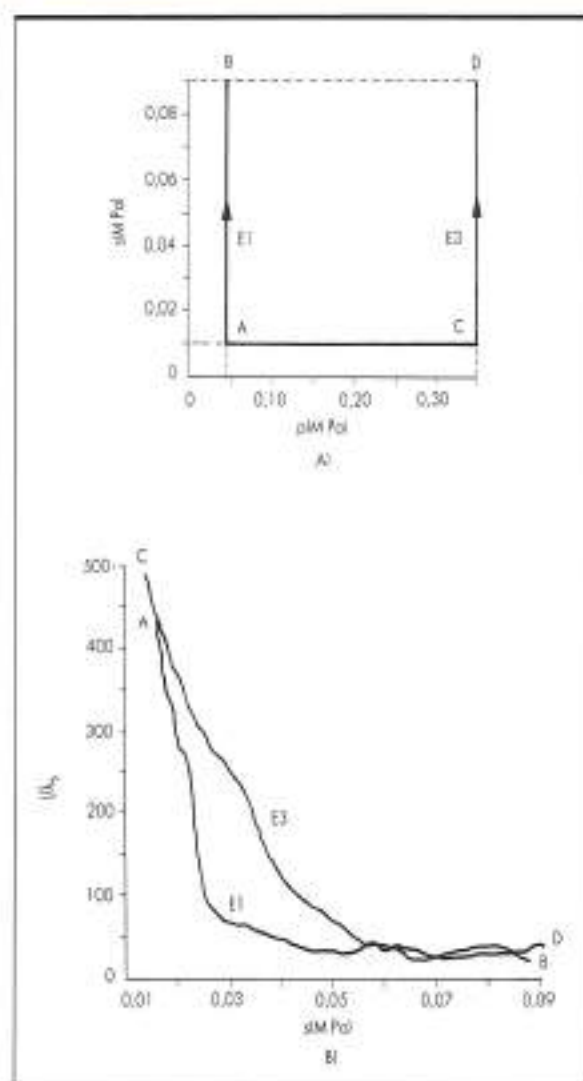


FIGURA 20. Incrementos de succión en un coque parcialmente saturado: A) trayectorias de tensiones; B) variación de la compresibilidad del suelo con la succión.

ensayo, E3, representado en la figura 20, muestra un cierto aumento de s_0 cuando la muestra ha experimentado previamente un incremento de presión media neta (trayectoria AC). Este resultado sugiere la existencia de un acoplamiento entre las superficies de fluencia LC y SI, tal y como el modelo propone.

La tabla 1 incluye un resumen de los parámetros del modelo, del estado inicial de las muestras y de las tensiones de referencia para este caso.

En la figura 21A se indican las trayectorias tensionales correspondientes a dos ensayos (E5 y E6) en el plano $q = 0$, y en la figura 21B se han dibujado las deformaciones volumétricas medidas en las dos muestras (como variación de v) y las predicciones del modelo utili-

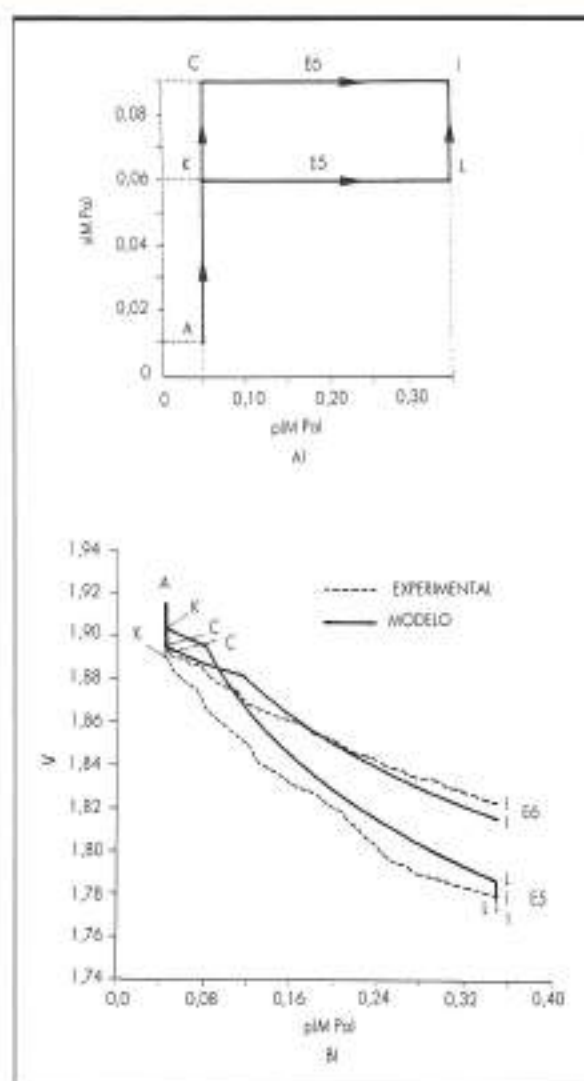


FIGURA 21. Comparación entre resultados medidos y calculados en ensayos de compresión isotrópica sobre un coque parcialmente saturado: A) trayectorias de tensiones; B) variación del volumen específico con la tensión media neta.

zando los parámetros de la tabla 1. En los dos ensayos las muestras fueron sometidas a aumentos tanto de la presión media neta p como de la succión s , siguiendo distintas trayectorias tensionales. La figura 21B muestra un ajuste correcto entre los resultados experimentales y los calculados.

En la figura 22 se muestra un segundo ejemplo, que incluye la aplicación de tensiones de corte. Los resultados de dos ensayos, E18 (trayectoria CZ) y E11 (trayectoria JZ), se comparan con las predicciones del modelo. En el ensayo E18 se aplica q con $dp = 0$ y en el ensayo E11, se aplica q con $ds = 0$. En la figura 22B se comparan las relaciones tensión de corte-deforma-

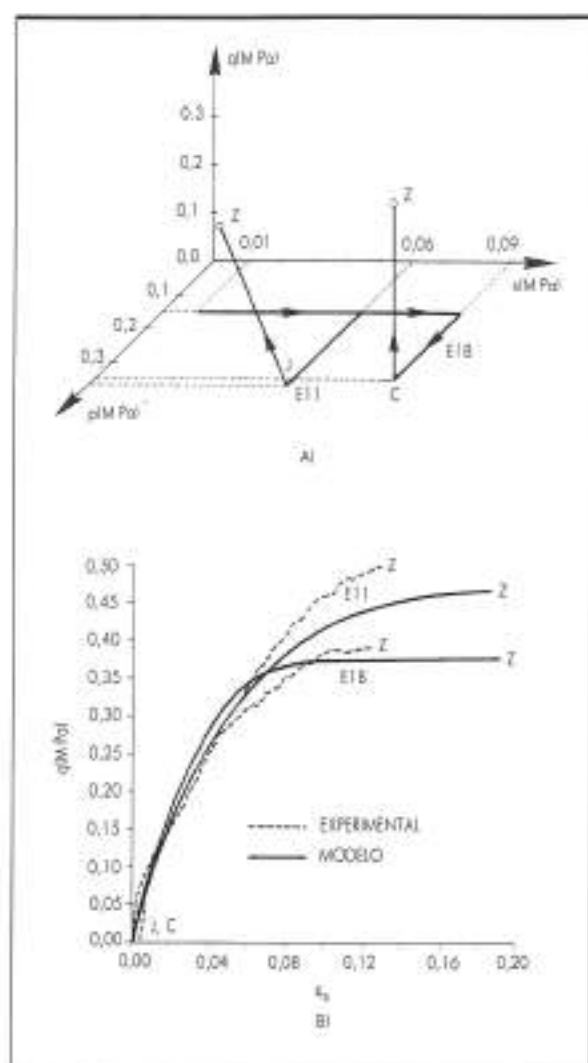


FIGURA 22. Comparación entre resultados medidos y calculados en ensayos de cono sobre un caolín parcialmente saturado: A) trayectorias de tensiones; B) relación entre la deformación de corte y la tensión de corte.

ción de corte medidas y las predicciones realizadas por el modelo, pudiéndose comprobar una correspondencia aceptable.

ENSAYOS SOBRE UNA ARCILLA ARENOSA COMPACTADA DESCRITOS POR MASWOSWE (1985)

Maswoswe (1985) describe varios ensayos edométricos y triaxiales sobre una arcilla arenosa compactada (Lower Cromer Till) con las siguientes características: $w_L = 25\%$; $w_P = 12\%$; contenido de arcilla: 17%; porcentaje de arena: $> 50\%$; actividad de la arcilla: 0.71. Las muestras fueron compactadas estáticamente por el lado seco del óptimo.

Uno de los objetivos del trabajo descrito por Maswoswe (1985) era determinar la trayectoria de tensiones seguida por un suelo durante un proceso de colapso en condiciones edométricas (sin deformación lateral). Para ello se controlaba permanentemente en los ensayos triaxiales la deformación radial de las muestras, y el estado de tensiones se modificaba para conseguir que la deformación lateral fuera constantemente nula.

Con objeto de comparar resultados experimentales con los obtenidos por el modelo, se ha escogido un ensayo particularmente interesante en el que una muestra es sometida en una primera etapa a un incremento de la tensión vertical manteniendo la humedad constante, y posteriormente la muestra es inundada a tensión vertical constante. En la figura 23 se muestra la trayectoria de tensiones en el plano $(\sigma_1 - u_0, s)$. En las figuras 24A y B se ha representado la variación del índice de poros con la tensión vertical y la trayectoria tensional seguida en los planos

$$\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_0, \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{ y } \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_0, \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right).$$

Los ensayos realizados por Maswoswe (1985) no son adecuados para determinar, directamente, los parámetros del modelo propuesto. En particular, el ensayo de consolidación a humedad constante es difícil de interpretar, ya que el grado de saturación se incrementa al aumentar la tensión aplicada y, en consecuencia, pueden coexistir procesos de compresión «puras» y fenómenos de colapso en la misma trayectoria tensional. Afortunadamente, algunos de los parámetros básicos de este suelo habían sido previamente determinados por otros

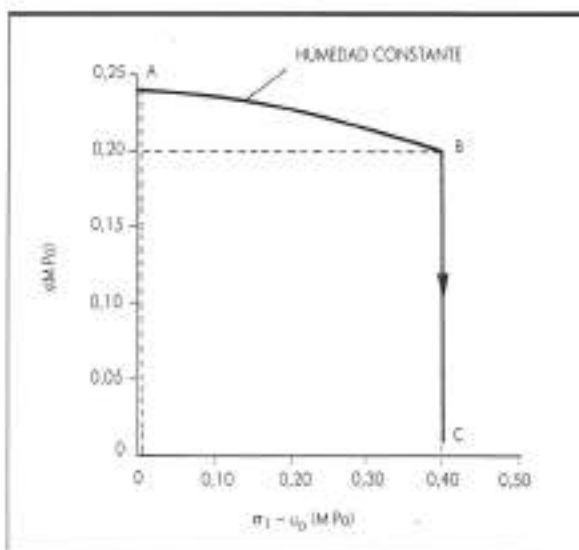


FIGURA 23. Trayectoria tensional seguida por una muestra de una arcilla arenosa (Lower Cromer Till) ensayada por Maswoswe (1985) (ensayo SK3).

autores (Gens, 1982; Gens y Potts, 1982b). De estos trabajos se obtuvieron los siguientes valores: $\lambda(0) = 0,066$; $\kappa = 0,0077$; $M = 1,2$. Estos valores han sido adoptados para la comparación a realizar pues parecen reproducir adecuadamente el comportamiento del suelo saturado tras la compactación.

Los demás parámetros del modelo no podían obtenerse directamente a partir de los ensayos de Maswoswe. Sin embargo, se han aprovechado las tendencias observadas en los resultados experimentales para estimar valores aproximados del resto de parámetros necesarios. Así, por ejemplo, los colapsos que presenta el suelo son importantes, por lo que se escogió un valor pequeño de r ($r = 0,25$). Por otra parte, el aumento de la rigidez con la succión es relativamente rápido por lo que se adoptó para β un valor de 20 MPa^{-1} y para k un valor de 0,8. Del ensayo escogido para ser reproducido con el modelo (Ensayo SK3, figura 24A) se puede dedu-

cir una presión media neta de preconsolidación del orden de $p_0 = 0,2 \text{ MPa}$, para una succión próxima a $s = 0,22 \text{ MPa}$. Otros ensayos edométricos descritos en Maswoswe (1985) y realizados con muestras saturadas preparadas de la misma forma y con las mismas condiciones iniciales, presentaban presiones de preconsolidación sensiblemente más bajas (alrededor de $p_0^* = 0,02 \text{ MPa}$). Estos resultados, interpretados con la ecuación (7), proporcionan un valor para la presión de referencia $p^* = 0,012 \text{ MPa}$. Debido a la significativa colapsabilidad que presenta el suelo ensayado, resulta de nuevo difícil estimar las deformaciones recuperables en las etapas de la trayectoria tensional en las que la succión disminuye. Sin embargo, debido al tipo de suelo y a la estructura abierta y rígida que seguramente se desarrolla en el proceso de compactación estática por el lado seco del óptimo, el valor de κ_s será probablemente muy bajo. Por esta razón se escogió $\kappa_s = 0,001$.

En el trabajo experimental con este mismo suelo, en estado saturado, descrito en Gens (1982), se propone una ley de variación de G con la máxima presión de preconsolidación previa p_0^* , $G = 93,4 p_0^*$. No está claro hasta qué punto es posible emplear esta expresión, válida para condiciones saturadas, en el caso de un suelo parcialmente saturado. Considerando el modelo propuesto, para una presión de preconsolidación dada p_0 , cuanto más húmedo sea el suelo (es decir, cuanto más baja sea la succión), menor será el volumen específico. Esto indica, probablemente, que la expresión anterior para G en función de p_0^* sobreestimaré el módulo de corte si p_0^* se sustituye por p_0 . El valor de G que se emplea en este análisis de los resultados de Maswoswe, $G = 7 \text{ MPa}$, y que proporciona un buen ajuste de los resultados experimentales, puede calcularse por medio de la expresión propuesta por Gens (1988) con un valor de p_0^* intermedio entre $p_0 = 0,2 \text{ MPa}$ y $p_0^* = 0,02 \text{ MPa}$. Por otro lado, las deformaciones plásticas secundarias se producen dentro del dominio elástico limitado por las superficies LC y SI y ello tenderá a subestimar el módulo de corte que mejor ajusta los resultados experimentales.

En la tabla 1 se presenta un resumen de los parámetros del modelo anteriormente considerados así como las condiciones iniciales del ensayo reproducido. Aún cuando los parámetros utilizados son consistentes con los resultados experimentales, es posible que otros grupos de parámetros puedan conducir a predicciones similares.

En la primera parte del ensayo presentado en las figuras 23 y 24 se aplica una presión vertical a humedad constante. En este proceso la succión no fue controlada y su variación es consecuencia de la propia evolución del estado de la muestra. Este tipo de ensayos no pueden reproducirse con el modelo propuesto, a menos que se establezca una relación entre la humedad (w , alternativamente, el grado de saturación S_r) y el estado de tensiones (p, q, s). Una forma sencilla de modelar esta relación es recurrir al concepto de superficie de

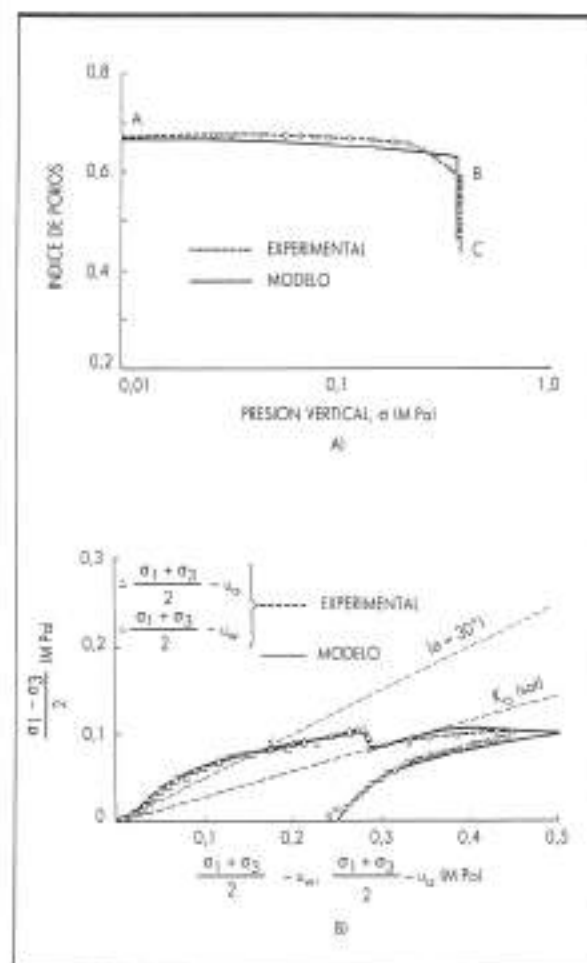


FIGURA 24. Comparación entre los resultados de Maswoswe (1985) ensayo SK3) y los calculados con el modelo. A) Variación del índice de poros con la tensión vertical; B) trayectorias de tensiones en el plano triaxial.

estado, tal y como se describe, por ejemplo, en Lloret y Alonso (1985). En general, S_r depende mucho de la succión, mientras que la influencia de la presión aplicada es pequeña (Alonso et al., 1987). De acuerdo con estas consideraciones, se ha utilizado la siguiente expresión:

$$S_r = 1 - m \text{ tangente hipérbolica}(ns) \quad (30)$$

donde m y n son constantes. Lloret y Alonso (1985) concluyeron que esta expresión ajustaba adecuadamente diversos resultados experimentales publicados, para suelos con grados de saturación superiores a 0,40. En el caso del ensayo SK3 de Maswoswe, los dos parámetros anteriores pueden estimarse aproximadamente con los valores $n = 5,38 \text{ MPa}^{-1}$ y $m = 0,64$. El proceso de carga a humedad constante se puede ahora modelar de forma iterativa imponiendo la condición de que los valores del S_r obtenidos a partir de las deformaciones calculadas se ajusten a la ecuación 30.

La figura 24 muestra un ajuste correcto entre los resultados experimentales y las predicciones del modelo, para las que se han utilizado los parámetros, las condiciones iniciales y las tensiones de referencia presentados en la tabla 1. En particular, el modelo predice adecuadamente que el valor de K_0 tras el colapso es el correspondiente a condiciones saturadas.

Más que la posibilidad de predecir con cierta exactitud un ensayo particular, debe destacarse la capacidad del modelo para reproducir las características básicas de una trayectoria tensional relativamente compleja como es un proceso de carga y colapso en condiciones K_0 .

ENSAYOS SOBRE UN CAOLIN COMPACTADO DESCRITOS POR KARUBE (1986)

Karube (1986) describe una serie de ensayos triaxiales utilizando un caolín compactado. Las propiedades básicas de dicho caolín son las siguientes: $w_L = 37\%$; $IP = 28\%$; fracción arcillosa: 22%; tamaño máximo de las partículas: 0,04 mm. Entre los resultados experimentales incluidos en dicha referencia se han escogido dos, que corresponden a las trayectorias tensionales mostradas en la figura 25A, con objeto de compararlos con las predicciones del modelo.

Estos dos ensayos son particularmente interesantes ya que incorporan gran parte de los comportamientos típicos de los suelos parcialmente saturados, tratados en apartados anteriores de este artículo. Las muestras empleadas fueron compactadas con una humedad del 6% por el lado seco del óptimo, dando como resultado un $S_r = 0,627$ y un $v = 2,114$. Posteriormente fueron consolidadas con $p = 0,02 \text{ MPa}$ y $s = 0,05 \text{ MPa}$, alcanzando un $S_{r0} = 0,645$ y un $v_s = 2,098$. Con estas muestras se siguieron dos trayectorias tensionales alternativas, que se indican en la figura 25A, comenzando y terminando en el mismo estado tensional. La variación del volumen específico se presenta en la figura 25B.

Para deducir los parámetros del modelo, se han empleado los resultados de Karube en la forma que se indi-

ca a continuación. El valor de κ está directamente relacionado con el comportamiento observado en los tramos C a B, y D a A, que corresponden a una descarga de la presión media neta. El comportamiento en los tramos B a C y A a D está controlado por los parámetros $\lambda(0)$, p^c , β , r y p_{0v}^* , así como κ . Por otro lado, la humedad relativamente baja empleada en la compactación permite deducir que el suelo presentará una baja compresibilidad. Para estimar los parámetros se seleccionaron inicialmente los valores $\lambda(0) = 0,065$ y $p^c = 0,01 \text{ MPa}$. Los

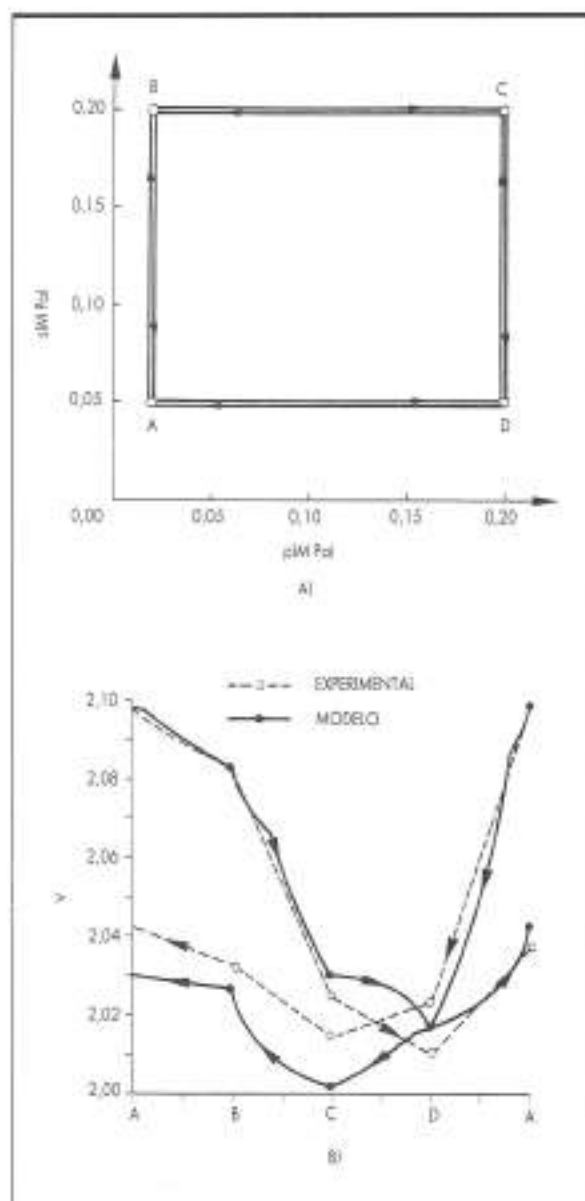


FIGURA 25. Comparación entre los resultados de Karube (1986) y los calculados con el modelo: A) trayectorias de tensiones; B) relación entre el volumen específico y la trayectoria tensional.

demás fueron determinados a partir de los resultados obtenidos en los distintos tramos de la trayectoria tensional seguida. De esa manera se obtuvo: $\kappa = 0,011$; $\beta = 20 \text{ MPa}^{-1}$; $r = 0,75$ y $p_0^* = 0,04 \text{ MPa}$. El valor de κ_s está directamente relacionado con la trayectoria de reducción de succión con presión aplicada baja (B a A), en donde se obtuvo un valor $\kappa_s = 0,005$. En las trayectorias de secado A a B y D a C influyen tanto λ_s como κ_s y s_0 . A partir de los resultados experimentales se dedujo: $\lambda_s = 0,025$ y $s_0 = 0,07 \text{ MPa}$.

Todos estos parámetros, así como los estados iniciales y las tensiones de referencia, se han resumido en la tabla 1. En la figura 25B se han dibujado las predicciones del modelo empleando estos valores, en donde se observa que el ajuste cuantitativo alcanzado es satisfactorio. De nuevo se considera más importante la capacidad del modelo para reproducir las características principales del comportamiento observado que el hecho de que se ajuste con suficiente exactitud a ensayos específicos.

CONSIDERACIONES FINALES

La revisión llevada a cabo sobre las características principales del comportamiento de los suelos no saturados ha mostrado que los modelos actualmente existentes abarcan tan sólo aspectos parciales de las relaciones tensión-deformación. En este artículo se ha descrito un modelo elastoplástico con rigidización que emplea como tensiones efectivas dos variables independientes, el exceso de la presión total sobre la presión de aire y la succión. El modelo es capaz de reproducir los cambios que experimenta la rigidez del suelo cuando varía la succión, y la irreversibilidad del comportamiento del suelo frente a cambios de tensión o de succión, proporciona sus condiciones de colapsabilidad y vincula la magnitud del colapso a los cambios de rigidez del suelo producidos por las variaciones de succión. En condiciones isotrópicas el modelo queda caracterizado por dos curvas de fluencia, LC , correspondiente a carga y colapso, y SI , correspondiente a incrementos de succión, cuyas leyes de rigidización están controladas por la deformación volumétrica plástica total del suelo. Estas curvas se transforman en superficies de fluencia cuando se incorpora un tercer eje, correspondiente a la tensión de corte, para simular estados triaxiales. El comportamiento del suelo saturado es un caso particular del modelo desarrollado, que se alcanza cuando la succión es nula. Es posible acoplar diferentes modelos para condiciones saturadas a la formulación para suelos parcialmente saturados que se presenta en este artículo. Por simplicidad se ha empleado un modelo de estado crítico como modelo de referencia en dichas condiciones.

En aplicaciones en las que únicamente sean previsibles trayectorias tensionales de humedecimiento monótono del suelo, como puede ser el caso de la construcción y puesta en servicio de una presa de tierra, el modelo queda caracterizado por nueve constantes, cinco más

que el modelo de estado crítico. Estas cinco constantes adicionales están relacionadas de forma directa con fenómenos típicamente asociados al comportamiento de los suelos parcialmente saturados, como la reducción de la rigidez y de la resistencia con la disminución de la succión, el fenómeno de colapso y la expansión moderada cuando el suelo se inunda. Es necesario emplear un parámetro adicional si la trayectoria tensional seguida incluye aumentos de succión por encima del valor máximo alcanzado con anterioridad por el suelo. En los apartados anteriores se han indicado procedimientos experimentales adecuados para determinar dichos parámetros.

Como se ha indicado en el artículo, el modelo es capaz de reproducir el comportamiento de suelos moderadamente expansivos pero no el de suelos muy expansivos. Es, en consecuencia, apropiado para suelos parcialmente saturados con plasticidad moderada a baja, como son las arcillas arenosas, las arenas y los limos arcillosos y los suelos granulares.

La ampliación y el desarrollo adicional del modelo propuesto serán necesarios para mejorar la descripción de determinados aspectos del comportamiento de los suelos parcialmente saturados. No se ha incluido en el modelo la irreversibilidad del hinchamiento de las arcillas expansivas, la reducción de la colapsabilidad cuando la presión de confinamiento supera un cierto valor crítico o el carácter no lineal de la envolvente de rotura. Sin embargo, antes de elaborar modelos más complicados parece conveniente ganar experiencia con el modelo descrito en sus versiones más simples.

La comparación llevada a cabo entre resultados de ensayos con succión controlada en un caolín de baja plasticidad y en una arena arcillosa, y las predicciones del modelo, se considera muy positiva. Los ejemplos analizados han demostrado que el modelo es capaz de realizar predicciones precisas. Aún más significativa es probablemente la posibilidad de reproducir algunas de las características más importantes del comportamiento de los suelos parcialmente saturados en un marco de referencia único.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica (CAICYT) por el apoyo recibido a través de los proyectos 2678/83 y PB86-0379.

Apéndice 1. Formulación matemática del modelo constitutivo

A continuación se presenta un resumen del modelo desarrollado. Los incrementos de deformación plástica se pueden calcular aplicando los procedimientos habituales de la teoría de la plasticidad rigidizable.

SUPERFICIES DE FLUENCIA

Se han definido dos superficies de fluencia en función de las siguientes variables tensionales:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_2}{3} - u_s; q = \sigma_1 - \sigma_2; s = u_s - u_w$$

$$f_1(p, q, s, p_o^*) = q^2 - M^2(p + p_o^*)(p_o - p) = 0 \quad (31)$$

donde:

$$p_o = ks \quad (32)$$

$$\left(\frac{p_o}{p^*}\right) = \left(\frac{p_o^*}{p^*}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(0)-\kappa}} \quad (33)$$

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)\exp(-\beta s) + r] \quad (34)$$

$$f_2(s, s_o) = s - s_o = 0 \quad (35)$$

p_o y p_o^* son las presiones de preconsolidación para succión s y para condiciones saturadas respectivamente.

LEYES DE FLUENCIA

El incremento de deformación plástica asociada con la superficie de fluencia f_1 es: (de_{vp}^p, de_{vs}^p),

$$de_{vp}^p = \mu_1 n_p \quad (36)$$

$$de_{vs}^p = \mu_2 n_q \quad (37)$$

donde:

$$n_p = 1 \quad (38)$$

$$n_q = \frac{2qa}{M^2(2p + p_o - p_o^*)} \quad (39)$$

En la ecuación (39) α es una constante que puede obtenerse imponiendo que la dirección del incremento de deformación plástica para deformación lateral nula,

$$\frac{de_{vs}^p}{de_{vp}^p} = \frac{2}{3} \frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}} \quad (40)$$

(donde por simplicidad de_{vs}^p se ha supuesto cero) se produce para estados de tensión que satisfacen condiciones K_o :

$$\frac{q}{p + p_o} = 3 \frac{(1 - K_o)}{1 + 2K_o} \quad (41)$$

Las ecuaciones (6), (39-41) permiten calcular:

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}} \quad (42)$$

Para la superficie de fluencia f_2 , el vector de deformación plástica es ($de_{vp}^p, 0$) donde:

$$de_{vp}^p = \mu_2 \quad (43)$$

Tanto μ_1 como μ_2 pueden obtenerse a partir de las condiciones de consistencia plástica.

LEYES DE RIGIDIZACION

La evolución de las superficies de fluencia es controlada por los parámetros de rigidización p_o^* y s_o , que dependen del incremento de deformación volumétrica plástica total de_v^p :

$$\frac{dp_o^*}{p_o^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} de_v^p \quad (44)$$

$$\frac{ds_o}{s_o + p_{at}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} de_v^p \quad (45)$$

DEFORMACIONES ELASTICAS

Las deformaciones volumétricas y de corte elásticas se calculan mediante:

$$de_e^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{s + p_{at}} \quad (46)$$

$$de_s^e = \frac{1}{3} Gdq \quad (47)$$

REFERENCIAS

- AITCHISON, G. D., y DONALD, I. B. (1956). «Some preliminary studies of unsaturated soils. (b) Effective stresses in unsaturated soils». *Proc. 2nd Austr.-N. Zealand Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Christchurch*, pp. 192-199.
- ALONSO, E. E.; GENS, A., y HIGHT, D. W. (1987). «Special problem soils. General reports». *Proc. 9th European Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Dublin*, 3, pp. 1087-1146.
- BARDEN, L.; MADEJOR, A. O., y SIDES, G. R. (1986). «Volume change characteristics of unsaturated clays». *J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrs* 95, SM1, pp. 33-51.
- BISHOP, A. W., y BLIGHT, G. E. (1963). «Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils». *Géotechnique* 13, No. 3, pp. 177-197.
- BISHOP, A. W., y DONALD, I. B. (1961). «The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus». *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng* 1, pp. 13-21.
- BLIGHT, G. E. (1965). «A study of effective stress for volume changes». En *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*, pp. 259-269. Sydney: Butterworths.
- BOOTH, A. R. (1975). «The factors influencing collapse settlement in compacted soils». *Proc. 6th Regional Conf. for Africa on Soil Mech. Fdn Engng, Durban*, 1, pp. 57-63.
- BRAND, D. (1981). «Some thoughts on rain-induced slope failures». *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Stockholm*, 3, pp. 373-376.
- BURLAND, J. B. (1965). «Some aspects of the mechanical behaviour of partially saturated soils». En *Moisture equilibria and moisture changes beneath covered areas*, pp. 270-278. Sydney: Butterworths.
- COLEMAN, J. D. (1962). «Stress strain relations for partly saturated soils». *Correspondence to Géotechnique* 12, No. 4, pp. 348-350.
- COX, D. W. (1978). «Volume change of compacted clay fills». *Clay fills*, pp. 79-86. London: ICE.
- DELAGE, P.; SURAJ DE SILVA, G. P. R., y DE LAURE, E. (1987). «Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés». *Proc. 9th European Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Dublin*, 1, pp. 25-28.

- DUDLEY, J. H. (1970). «Review of collapsing soils». *J. Soil Mech. Fdn Engng. Am. Soc. Civ. Engrs.* **96**, SM3, 925-947.
- EROL, O. A., y EL-RUWAIH, I. A. (1982). «Collapse behaviour of desert loess». *Proc. 4th Cong. IAEG* **1**, pp. 443-448.
- ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1973). «Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction». *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa*, 196-200.
- ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1986). «The shear strength of partly saturated soils». *Géotechnique* **36**, No. 13, pp. 453-456.
- ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1987). «Shear strength of soils under high suction values. Written discussion. Session 5». *Proc. 9th European Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Dublin*, **3**, p. 1157.
- FREDLUND, D. G. (1979). «Appropriate concepts and technology for unsaturated soils». *Can. Geotech. J.* **16**, pp. 121-139.
- FREDLUND, D. G., y MORGENSTERN, N. R. (1977). «Stress state variables for unsaturated soils». *J. Geotech. Engng Div., Am. Soc. Civ. Engrs* **103**, GT5, pp. 447-446.
- FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R., y WIDGER, R. S. (1978). «The shear strength of unsaturated soils». *Can. Geotech. J.* **15**, No. 3, pp. 313-321.
- FREDLUND, D. G., y RAHARDJO, H. (1985). «Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour». *Proc. 1st Int. Conf. on Geomech. in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília*, **1**, pp. 295-306.
- FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., y GAN, J. K. M. (1987). «Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils». *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils, New Delhi*, pp. 49-54.
- GENS, A. (1982). «Stress-strain and strength characteristics of a low plasticity clay». PhD thesis, London University.
- GENS, A., y POTTS, D. M. (1982a). «A theoretical model for describing the behaviour of soils not obeying Rendulic's principles». *Proc. 1st Int. Symp. Numer. Mod. Geomech., Zurich*, pp. 24-32.
- GENS, A., y POTTS, D. M. (1982b). «Application of critical state soil models to the prediction of the behaviour of a normally consolidated low plasticity clay». *Proc. 1st Int. Symp. Numer. Mod. Geomech., Zurich*, pp. 312-323.
- GENS, A., y POTTS, D. M. (1988). «Critical state models in computational geomechanics». *Engineering Computations* **5**, No. 3, pp. 178-197.
- GULHATI, S. K., y SATIJA, B. S. (1981). «Shear strength of partially saturated soils». *Proc. 10th Int. Soil Mech. Fdn Engng, Stockholm*, **1**, pp. 609-612.
- HO, D. Y. F., y FREDLUND, D. G. (1982). «Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils». *Proc. Conf. Engng and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu*, pp. 263-265.
- JAKY, J. (1948). «Pressure in silos». *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. and Fdn Engng* **1**, pp. 103-107.
- JENNINGS, J. E., y BURLAND, J. B. (1982). «Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils». *Géotechnique* **12**, No. 2, pp. 125-144.
- JENNINGS, J. E., y KNIGHT, K. (1975). «A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to 'collapse' of grain structure». *Proc. 6th Regional Conf. for Africa on Soil Mech. Fdn Engng, Durban*, **1**, pp. 99-105.
- JOSA, A. (1988). «Un modelo elastoplástico para suelos no saturados». Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- JOSA, A., ALONSO, E. E., LLORET, A., y GENS, A. (1987). «Stress-strain behaviour of partially saturated soils». *Proc. 8th European Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Dublin*, **2**, pp. 561-564.
- JUSTO, J. L., DELGADO, A., y RUIZ, J. (1984). «The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory». *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide*, pp. 67-71.
- KARUBE, D. (1986). «New concept of effective stress in unsaturated soil and its proving tests». *ASTM Symp. on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ST 977, pp. 539-552.
- LLORET, A., y ALONSO, E. E. (1980). «Consolidation of unsaturated soil including swelling and collapse behaviour». *Géotechnique* **30**, No. 4, pp. 449-477.
- LLORET, A., y ALONSO, E. E. (1985). «State surfaces for partially saturated soils». *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, San Francisco*, **2**, pp. 557-562.
- MASWOSWE, J. (1985). «Stress path for a compacted soil during collapse due to wettings». PhD thesis, Imperial College, London.
- MATYAS, E. L., y RADHAKRISHNA, H. S. (1968). «Volume change characteristics of partially saturated soils». *Géotechnique* **18**, No. 4, pp. 432-448.
- OHMAKI, S. (1982). «Stress-strain behaviour of anisotropically, normally consolidated cohesive soils». *Proc. 1st Int. Symp. Num. Mod. Geomech., Zurich*, pp. 250-269.
- RICO, A., y DEL CASTILLO, H. (1976). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*, **1**, Limusa, México.
- YONG, R. N., JAPP, R. D., y HOW, G. (1971). «Shear strength of partially saturated clays». *Proc. 4th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Bangkok*, **2**, 12: pp. 193-197.
- YUDHBIR (1982). «Collapsing behaviour of residual soils». *Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Hong Kong*, **1**, pp. 915-930.

PLAN DE BALSAS DE TENERIFE



CABILDO INSULAR DE TENERIFE
GOBIERNO DE CANARIAS
CONSEJERIA DE OBRAS PUBLICAS, VIVIENDA Y AGUAS
CONSEJERIA DE AGRICULTURA Y PESCA



Balsa de La Florida

BALSA	ALTURA DE AGUA [m]	CAPACIDAD [m ³]	SUPERFICIE IMPERMEABILIZADA [m ²]	MATERIAL GEOMEMBRANA
Montaña de Taco	13,70	821.700	37.600	P.V.C.
Buen pasto	16,00	154.800	20.900	P.V.C.
La Florida	14,25	161.800	14.500	P.V.C.
La Tabana	14,50	149.200	18.700	P.V.C.
Llanos de Mesa	13,00	176.000	25.800	P.V.C.
La Cruz Santa	16,00	664.700	61.400	P.V.C.
Barranco de Benijos	16,00	206.400	23.800	P.V.C.
San Antonio	11,00	157.000	22.900	P.V.C.
Valle Molina	13,00	614.400	71.800	P.V.C.
El Baquerón	10,50	51.700	9.600	E.P.D.M.
San Isidro	10,50	49.800	8.900	P.E.A.D.
Valle San Lorenzo	16,00	250.600	27.800	P.E.A.D.
SUMAN		3.458.100	343.700	

EXPLOTA:



ORGANISMO AUTONOMO LOCAL
BALSAS DE TENERIFE



FABRICADOS:

- TUBERIA DE PRESION
- TUBERIA DE RIEGO
- TUBERIA DE SANEAMIENTO
- PLACAS ONDULADAS Y NERVADAS
- PLACAS PINTADAS
- ACCESORIOS Y MOLDEADOS



Polígono Industrial de Toledo

CAPACIDAD DE PRODUCCION: 75.000 Tn./año

IBERTUBO, S.A.

OFICINAS CENTRALES:

Corazón de María, 6

Teléfono: (91) 416 28 00

Fax: 519 39 54

Télex: 48528 IBT

28002 MADRID

DELEGACIONES Y DISTRIBUIDORES EN TODA ESPAÑA