

Hacia una mecánica de los suelos no saturados

2.ª parte

JOSE A. JIMENEZ SALAS (*)

RESUMEN. El artículo contiene el texto de la conferencia «Nabor Carrillo 1990», pronunciada por el autor ante la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. En ella se intenta articular en un cuerpo de doctrina coherente las más recientes investigaciones sobre el tema. Se insiste en la inadecuación del concepto de «presión efectiva» y la necesidad de sustituirlo por dos «parámetros significativos». Se presentan los resultados de Escario et al., en el CEDEX, y de Alonso et al., en la Universidad Politécnica de Cataluña.

IN QUEST OF UNSATURATED-SOIL MECHANICS

ABSTRACT. The paper contains the text of the «Nabor Carrillo 1990» lecture, delivered by the author at the «Sociedad Mexicana de Mecánica del Suelo». It intends to articulate into a coherent body of knowledge the most recent researches in the field. It insists on the inadequacy of the «effective stress» concept for these soils, and the need of the use of two «significant parameters». The results obtained by Escario et al., at the CEDEX, and of Alonso et al., at the «Universidad Politécnica de Cataluña», are presented.

HACIA UNA MECANICA DE LOS SUELOS NO SATURADOS

Hemos pasado una rápida revista a los conocimientos que se han ido acumulando sobre el comportamiento de los suelos no saturados, y vemos que ya son considerables. Carecemos, sin embargo, de una estructura conceptual que los agrupe de una manera lógica, debido principalmente a que han ido adquiriéndose de forma pragmática, dirigida a la resolución de diversos problemas prácticos: loess colapsables, arcillas expansivas, suelos compactados, etc.

No es que ésta sea una forma inadecuada de enfrentarse con la realidad, sino que, antes bien, es la que mejor garantiza el ajuste de la teoría con los hechos, mucho mejor que cuando se elabora deductivamente todo un cuerpo de doctrina a partir de unas pocas premisas ideales, por muy bien fundamentadas que éstas se encuentren.

Pero, precisamente porque el caudal de conocimientos es ya grande, parece que debe intentarse el articularlos en un edificio: en formular una Mecánica de los Suelos no Saturados, que, para empezar, debe hacer un uso muy restringido del concepto de presiones efectivas.

Como hemos visto, la resistencia es una magnitud que parece poder determinarse con cierta sencillez y

seguridad, pero no podemos abandonarnos aquí al optimismo. Esa sencillez depende, como ya señalaron Crooney y Coleman, de que nos referimos tan solo al estado límite, en el que todas las peculiaridades del estado del suelo han ido siendo borradas por la gran deformación. Pero si queremos saber realmente cuál es el comportamiento del terreno frente a una sollicitación determinada, debemos saber qué parte de su resistencia se encuentra movilizada en cada momento, para determinar las zonas plásticas y las circunstancias de su contención, el proceso de reptación que pueda producirse o de rotura progresiva.

Así, pues, la resistencia en el estado límite es tan sólo una medida muy grosera de la capacidad del suelo frente a las fuerzas aplicadas, y es necesario conocer las funciones que ligan las deformaciones con las resistencias movilizadas.

La naturaleza rigidizable de los suelos y la razón de la misma, es decir, la evolución de su microestructura, nos indica que es necesario establecer una teoría conjunta que abarque ambos problemas: deformación y resistencia, y podemos ver que en estos últimos años se están haciendo varios intentos (Alonso et al., 1987, 1990; Karube, 1989; Toll, 1990).

Nos limitaremos aquí a hacer un breve examen del que Alonso y sus colaboradores vienen desarrollando en la Universidad Politécnica de Cataluña, que en opinión del orador es el que tiene una perspectiva más amplia.

Un suelo posee siempre una resistencia suficiente para que su estructura no sufra cambios siempre que

(*) Profesor Emérito de la Universidad Politécnica de Madrid, Ibérica de Estudios e Ingeniería, S. A. Madrid.

las solicitaciones estén comprendidas dentro de un cierto campo; es lo que podemos llamar «dominio elástico». En la teoría elastoplástica elemental, este campo está limitado por una superficie definida. Hoy debemos admitir que hay una amplia zona en la que la estructura empieza a ser perturbada, pero, por ello, se rigidiza, y sigue resistiendo los esfuerzos impuestos, aunque sus deformaciones siguen una ley distinta de la que seguían en el dominio elástico y, además, son en gran parte irreversibles. El punto en el cual comienza esta evolución de la estructura es un «punto de fluencia».

El caso que fue primeramente descrito fue el de un suelo preconsolidado sometido a ensayo edométrico. El tramo de la curva anterior a la carga de preconsolida-

ción muestra deformaciones prácticamente reversibles, elásticas. Al pasar dicha carga, la inclinación de la curva edométrica varía y el índice de poros, que es un «parámetro de estado», cambia irreversiblemente.

Al igual que un suelo preconsolidado saturado, un suelo no saturado muestra un «punto de fluencia», que depende, por una parte, de la estructura del suelo que, entre otras circunstancias, ha sido producida por la preconsolidación. Pero, por otra parte, depende de la succión, que lo rigidiza. A la presión correspondiente a este punto de fluencia la llamaremos P_0 (P^*_0, S) o, simplemente, P_0 . El valor P^*_0 es el correspondiente al suelo saturado, es decir, la presión de preconsolidación en su acepción habitual (Fig. 23).

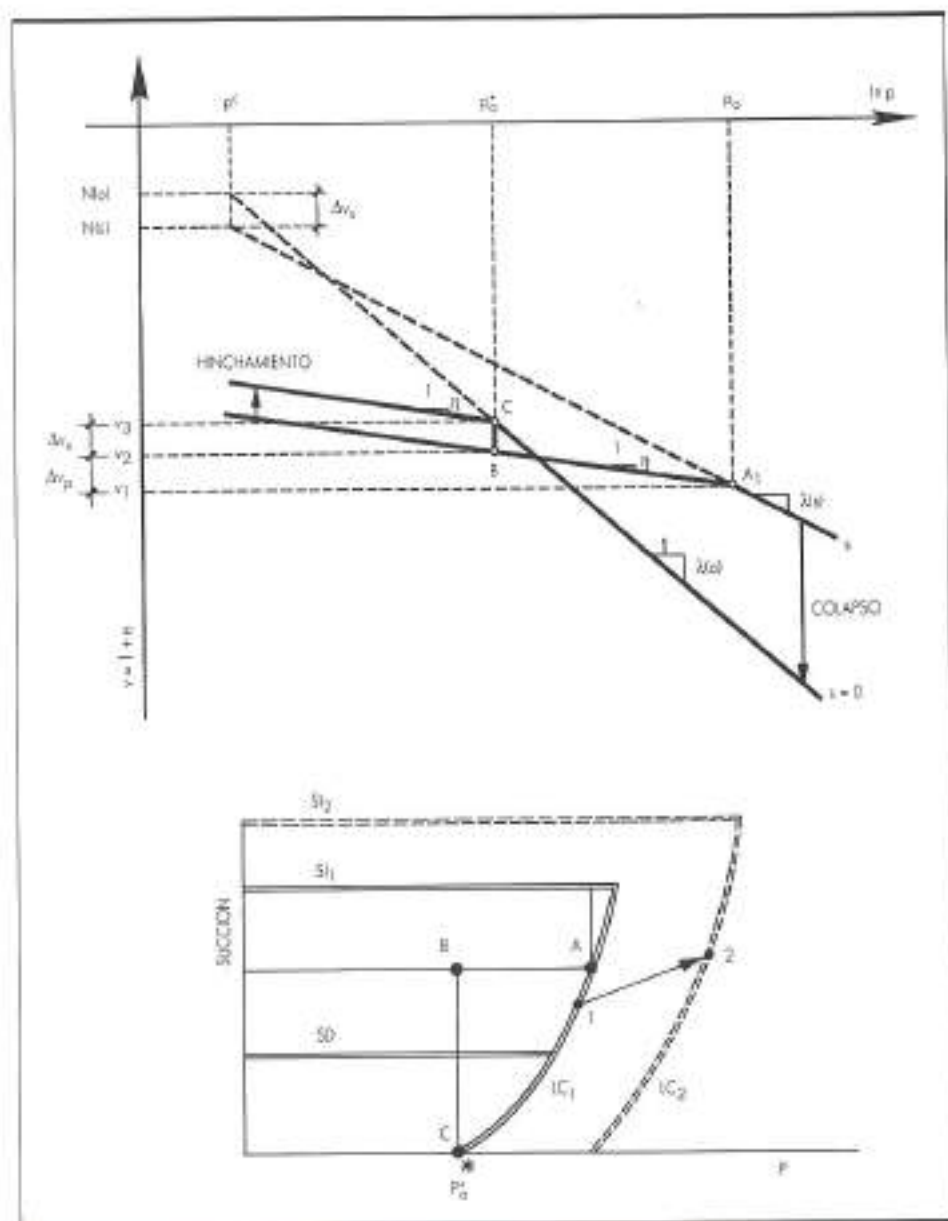


FIGURA 23. a) Curvas de consolidación de un suelo, con sección nula o igual a 1, respectivamente. El valor de p^f es arbitrario, pero se ha elegido en la posición indicada para simplificar el desarrollo matemático. b) Modelo elastoplástico de Alonso et al. (1985, 1990).

Consideremos inicialmente, en lugar del estado edométrico, el estado de compresión isotropa, para no mezclar, de momento, la influencia de los esfuerzos tangenciales.

Llamaremos también, siguiendo nomenclaturas establecidas:

$$\text{Esfuerzo medio: } \sigma_s = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$$

$$\text{Presión media neta: } P = \sigma_s - U_a$$

$$\text{Volumen específico: } v = 1 + e$$

Definiremos también una pareja de valores correspondientes a un punto, convenientemente escogido, de la curva de consolidación; llamados P_c y $N(s)$, para la presión y el volumen específico, respectivamente (ver figura).

El volumen específico de un suelo, pasado el punto de fluencia (curva «virgen» o «novals»), puede expresarse por la ecuación:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln(p/p_c)$$

Según los investigadores de la Universidad Politécnica de Cataluña (Gens et al., 1989; Alonso et al., 1990), el coeficiente $\lambda(s)$ responde a la fórmula, basada en datos publicados por diversos autores:

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

Los parámetros β y r deben ser determinados en cada caso; β controla el aumento de rigidez del suelo en función de la succión, y r es el que limita el valor máximo al que tiende λ cuando s crece indefinidamente, de modo que:

$$r = \frac{\lambda(\text{para } S \rightarrow \infty)}{\lambda(0)}$$

Por otra parte, por debajo de los puntos de fluencia, el suelo se comporta elásticamente según la ley:

$$dv = -k \frac{dp}{p}$$

Dentro de esta misma zona «elástica», una variación de succión produce también una deformación elástica, según la ley

$$dv_s = -k_s \frac{ds}{S + Pat}$$

donde se introduce la presión atmosférica, Pat , ya que ésta se suele tomar como referencia inicial.

Con estas premisas, los autores indicados plantean las siguientes ecuaciones:

$$v(P_0) = N(s) - \lambda(s) \cdot \ln \frac{P_0}{P_c}$$

$$v(P_0^*) = N(s) - \lambda(s) \cdot \ln \frac{P_0^*}{P_c}$$

$$v(P_0^*) - v(P_0) = k \ln \frac{P_0}{P_c} \cdot k_s \ln \frac{S + Pat}{Pat}$$

que vienen de aceptar como parámetro de estado el volumen específico. Así, pues, en los puntos A y C el volumen específico debe ser igual en lo que se refiere a las deformaciones plásticas, pero sí tienen una diferencia, que es la que corresponde a las deformaciones elásticas que se experimentan a lo largo de la trayectoria ABC, que es lo que se expresa en la tercera de las anteriores ecuaciones.

Teniendo en cuenta también que, para un mismo p_c , la diferencia entre $N(0)$ y $N(s)$ tiene que ser igual a:

$$N(0) - N(s) = k_s \ln \frac{S + Pat}{Pat}$$

los autores indicados llegan a la expresión:

$$\frac{P_0}{P_c} = \left(\frac{P_0^*}{P_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - k}{\lambda(s) - k}}$$

Puesto que conocemos $\lambda(S)$ en función de S , esta ecuación define P_0 en función de S , lo que puede representarse por la curva LC de la parte inferior de la misma figura 23 que constituye, por lo tanto, una línea de fluencias.

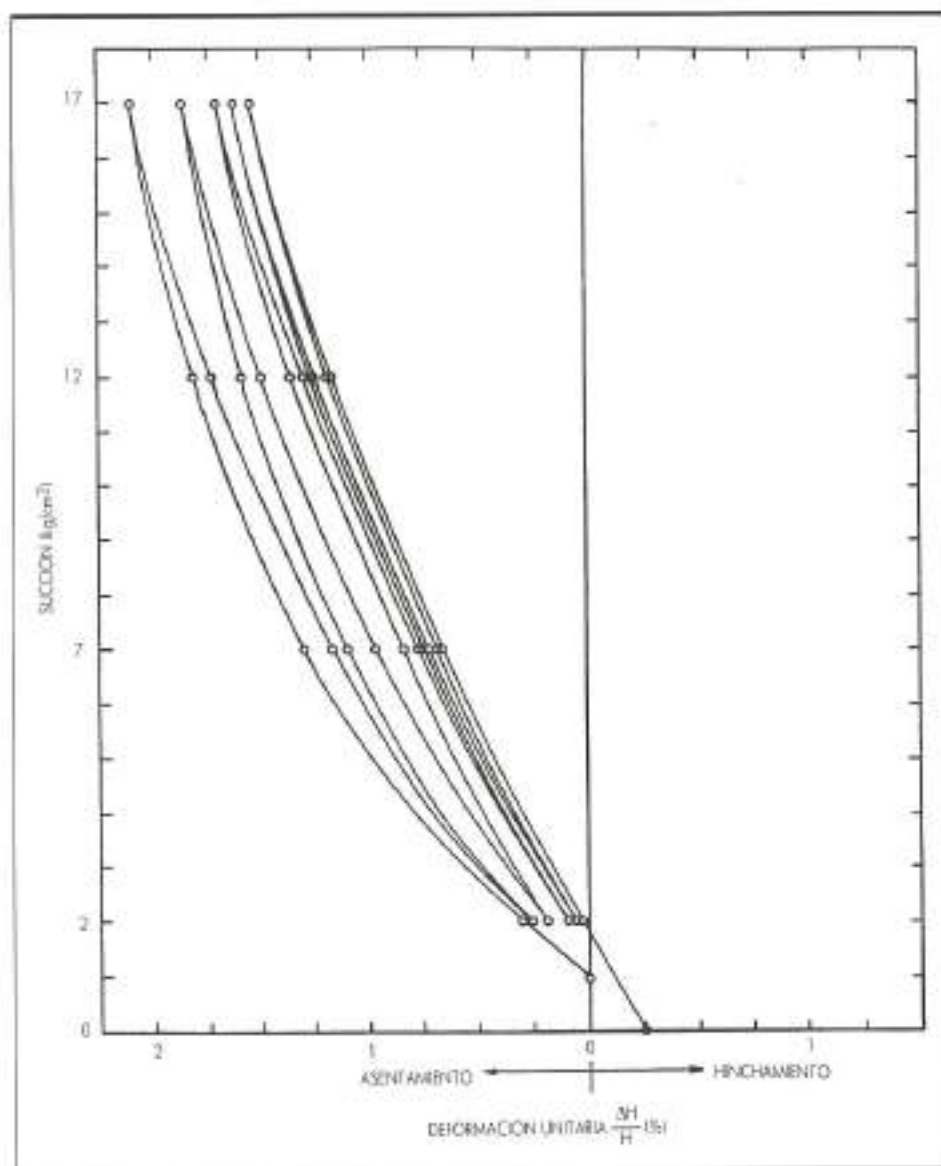
Esta curva divide el plano inicialmente en dos dominios. A la derecha, la estructura experimenta un cambio, un colapso respecto a su estado inicial.

A la izquierda, admitamos por el momento que el suelo se comporta elásticamente. Corta al eje de abscisas en el punto P_0^* , que corresponde a la presión de preconsolidación del suelo saturado.

Pero hemos visto al principio que la succión, hasta un cierto punto, produce también un efecto comparable al de la presión externa, induciendo, por lo tanto, una compactación de la estructura. Ciclos sucesivos de disminución y aumento de la succión, por debajo del valor máximo alcanzado, no producen ya más que deformaciones limitadas que podemos considerar elásticas, como vemos en la figura 24, debida a Pousada Pressa (1988). Pero como si se sobrepasa la máxima succión antes alcanzada, se produce una nueva compactación, tenemos así un género diferente de puntos de fluencia, que definen en el plano $P-s$ una nueva línea llamada SI («Suction Increase»). No existe todavía experimentación suficiente para fijar la forma de esta curva, pero, por el momento, se supone que es recta y horizontal.

Es previsible, por otra parte, que habrá que aplicar refinamientos a esta hipótesis de línea SI recta y horizontal. Pousada Pressa (1988) ha efectuado, en el edómetro de Escario-Sáez, una serie de ensayos con una arcilla, moderadamente expansiva, de los alrededores de Madrid, formando probetas, por medio de compactación estática hasta una densidad constante de 1,34 pero con diversas humedades iniciales, abarcando desde -10 hasta +4 enteros respecto a la humedad óptima Proctor.

FIGURA 24. Variaciones de volumen de una arcilla gris de Madrid, compactada con una humedad inicial del 36 %, sometida a ciclos de aumento y disminución de la succión, bajo una sobrecarga vertical de 10 KPa, en el operario de la figura 6 (Ponsada Presa, 1982).



Después de esto, a un cierto número de probetas las ha sometido a saturación, midiendo su hinchamiento, que ha sido el representado en la figura 25 (probetas M-0). Otras probetas han sido dejadas secar en atmósfera con un 50 % de su humedad relativa ($pF = 6$) después de lo cual se han saturado (probetas M-1). Otras han sido sometidas a cinco y otras más a diez ciclos de desecación-humectación (M-5 y M-10, respectivamente).

Como era de esperar, vemos en la figura que las probetas M-0 hinchaban en proporción inversa a su grado de humedad, pero las interesantes son las probetas M-1, M-5 y M-10, que habiendo sido sometidas a la misma succión máxima, debería haberse igualado, cuando no ha sido así, aunque la inclinación de la curva que representa los resultados es moderada. Vemos así

que puede haber muestras que, aun sin haber rebasado los mismos niveles de tensiones y de succión, tengan reacciones diferentes, lo que en este caso es debido a ciclo repetidos, efecto que ya ha sido señalado por otros investigadores.

Parece que haya una serie de reajustes de la estructura que quedan impedidos por la rigidización de la misma, pero que llegan a tener lugar en el ciclo siguiente.

De todas formas, entre las dos líneas dibujadas en la figura 23 queda acotado un dominio elástico. Pero los puntos fundamentales de la teoría son: que existe una familia de curvas *LC* y otra familia de curvas *SI* que definen todos los estados posibles del suelo, en las condiciones de sollicitación establecidas (es decir, en este caso, la compresión isotrópica), y que ambas familias de

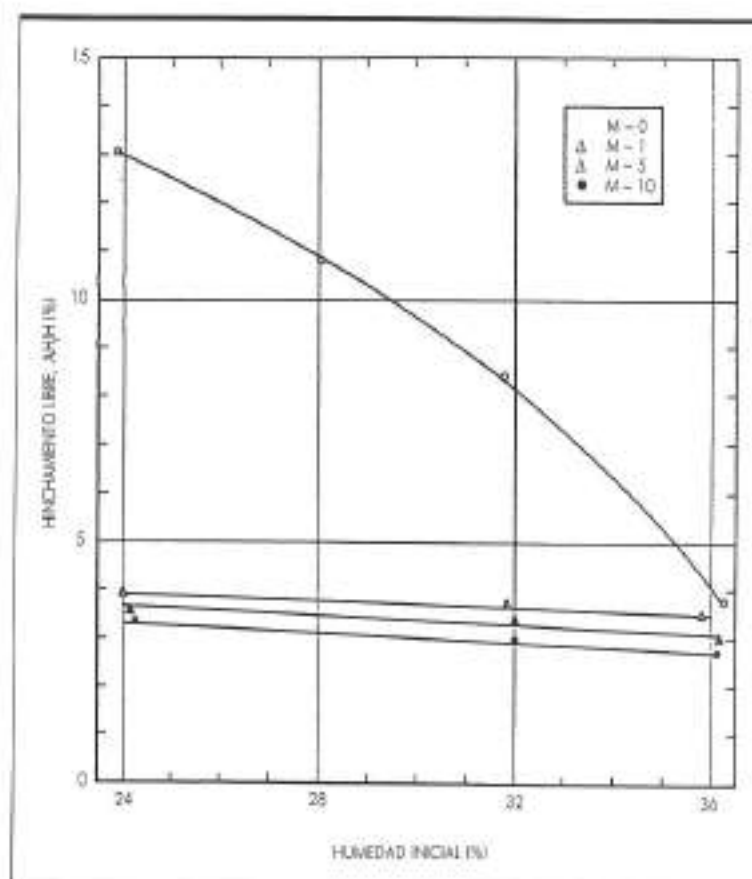


FIGURA 25. Influencia de los ciclos previos de humedad-sequedad en el hinchamiento libre de muestras de arcilla gris de Madrid, según Pousada Prego (1982).

curvas están acopladas, mediante una ley que es posible determinar experimentalmente. La realidad de este acoplamiento quedó demostrada por Josa et al. (1987).

Así, pues, si imponemos un cambio en las condiciones del suelo que le hacen atravesar la curva LC_1 , yendo del punto 1 al 2, el estado del mismo varía de modo que queda determinado por la nueva línea LC_2 . Pero al mismo tiempo la línea SI se moverá hasta la posición SI_2 .

Pero, por otra parte, estos mismos resultados, unidos a otros que ya hemos citado anteriormente, nos recuerdan que la microestructura de una arcilla no se comporta como un sistema elástico, variando de volumen en función unívoca de las fuerzas aplicadas, exteriores o de succión. Al absorber agua, ésta puede almacenarse en los meniscos, pero también puede engrosar la capa adsorbida, e incluso hacer aumentar de espesor a las mismas partículas. Todo ello hace que la compactación que el proceso de desecación induce pueda ser, en parte, reversible, efecto que se produce con mayor intensidad en las arcillas expansivas. Por ello, para los suelos de esta clase, los citados autores introducen una tercera línea de fluencia, señalada en la figura con las letras SD (Suction decrease) por debajo de la cual se admite que se produce una cierta desestructuración del

terreno. Igualmente, a falta de datos concretos, suponen que es una recta horizontal, lo que tampoco puede aceptarse más que como una primera aproximación.

Con esto queda dibujado un esquema de comportamiento que sintetiza los efectos de la succión y de las fuerzas exteriores, pero sólo para una familia de trayectorias de éstas muy restringida: en el caso elegido, la de las compresiones isotrópicas. Cuando introducimos esfuerzos cortantes, los autores suponen que el suelo se comporta como en el modelo modificado de la arcilla del río Cam, en la teoría de Cambridge.

Este modelo se representa en la figura 26. El plano queda definido por las coordenadas P , que es la presión media neta, como antes, y $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ y la forma de la línea de fluencia es la elipse.

En la misma figura se han dibujado las líneas de estado crítico, suponiendo que son siempre rectas paralelas, lo cual, como hemos examinado antes detalladamente, al tratar de los resultados de Escario y Sáez, no es cierto más que aproximadamente.

P_s es la abscisa de la línea del estado crítico para $q = 0$, que ahora ha empezado a llamarse «atracción», en lugar de «presión de cohesión», como figura en los textos antiguos. Se admite que tiene una relación lineal con la succión, aunque sabemos que esto es sólo una

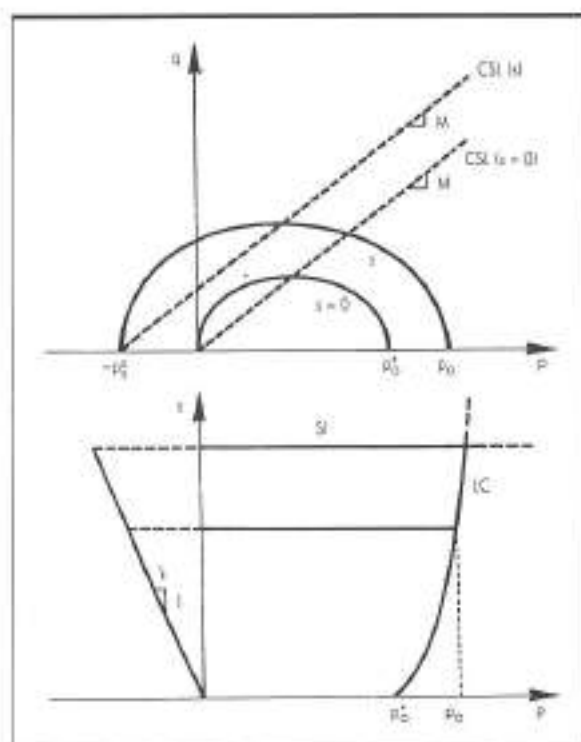


FIGURA 26. Modelo elastoplástico del comportamiento de un suelo no saturado bajo solación biaxial, según Alonso et al. (1990).

aproximación, que en ciertos campos de valores puede resultar grosera. Así, pues:

$$P_s = k \cdot s$$

Con todo ello, la superficie definida por la familia de elipses responde a la ecuación (Gens et al., 1989; Alonso et al., 1990).

$$q^2 - M^2 (P + P_s) (P_0 - P) = 0$$

que se representa en la figura 27.

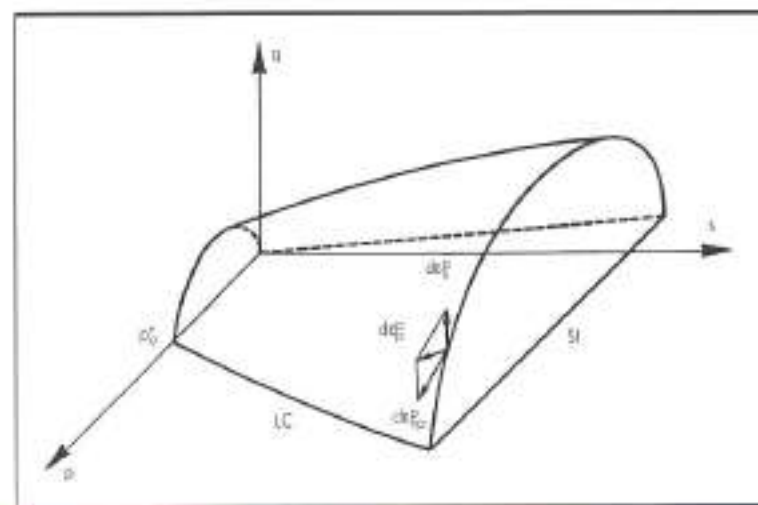


FIGURA 27. Representación en el espacio del modelo de la figura 26.

Aun cuando sigan las líneas generales de la teoría de Cambridge, los citados autores proponen una ley no asociada para el cálculo de las dos variables deformacionales:

$$e_v = e_1 + e_2 + e_3 \text{ (volumétrica)}$$

$$e_s = \frac{2}{3} (e_1 - e_3) \text{ (tangencial)}$$

Utilizaremos el supraíndice p cuando nos refiramos a deformaciones plásticas (irreversibles) y e para las elásticas.

Debemos considerar, también, la propuesta de Karube (1983) el cual postula como líneas de fluencia las primitivas de la teoría de Cambridge (Fig. 28). Este autor, por otra parte, ha llevado a cabo una experimentación importante, pero precisamente de ella se deducen una serie de puntos de fluencia, señalados en la figura, que no se ajustan a la línea propuesta, y que puede pensarse que se ajustarán mejor a la elipse de la teoría de Cambridge modificada.

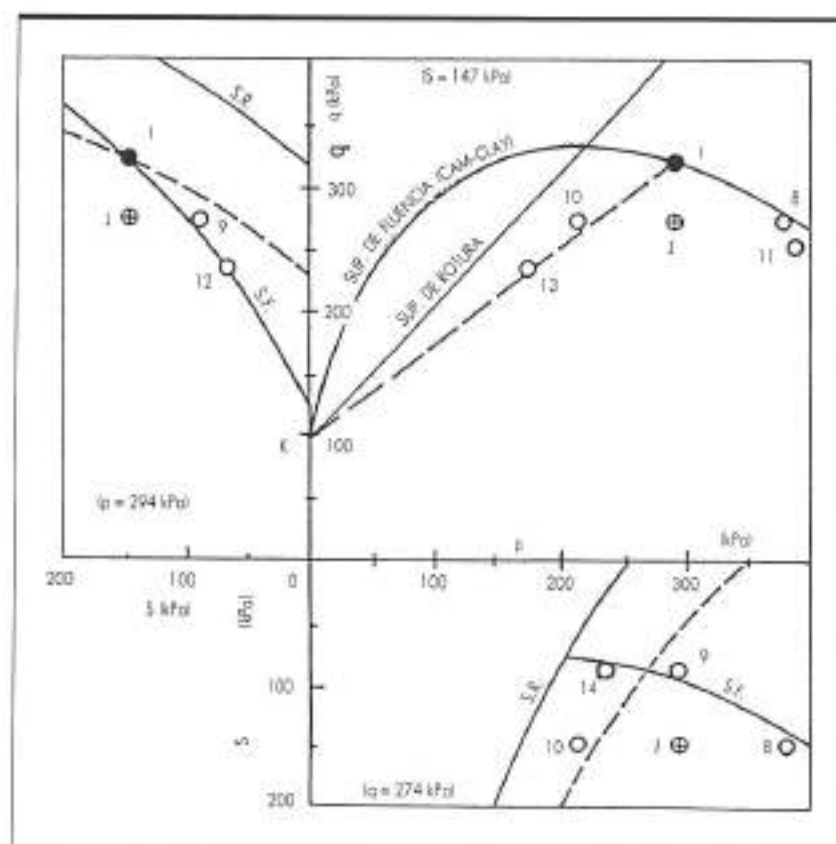
Respecto a las deformaciones, Karube admite la ley asociada de la normalidad. Gens y Potts (1988 a y b) por su parte han demostrado que esta ley da resultados erróneos, como se comprueba al calcular, según ella, los valores del coeficiente de empuje al reposo K_0 , es decir, la relación entre las dos tensiones principales extremas con la condición de deformación lateral nula. Esto puede evitarse introduciendo (Ohmaki, 1982) un coeficiente corrector α , con el que se puede escribir:

$$\frac{d e_p^p}{d e_p^e} = \frac{2 q \alpha}{M^2 (2 P + P_s - P_0)}$$

Obligando a que K_0 tenga un valor correcto, puede calcularse el valor que α debe tener. Los autores citados toman el valor de Jaky, y con ello llegan a la expresión:

$$\alpha = \frac{M (M - 9) (M - 3)}{9 (6 - M)} \times \frac{1}{1 - \frac{K}{\lambda(0)}}$$

FIGURA 28. Representación de la línea de fluencia propuesta por Karube (1989) para un suelo no saturado, y puntos de fluencia observados realmente, que sugieren una línea de fluencia distinta.



con lo cual:

$$\begin{aligned} d\epsilon_s^p &= \mu_1 np \\ d\epsilon_s^p &= \mu_1 np \\ np &= 1 \\ nq &= \frac{2 q \alpha}{M^2 (2 P + P_s - P_0)} \end{aligned}$$

El coeficiente μ_1 naturalmente, no queda definido, ya que la ley de asociación tan sólo nos indica la dirección del vector deformación.

La superficie de la figura 27 queda limitada por el plano correspondiente a la línea SI de la figura 28, perpendicular al eje S . El vector deformación, cuando atraviesa este plano, se supone que es perpendicular, de modo que, en este caso:

$$d\epsilon_{sa}^p = \mu_2$$

Este es un tema, sin embargo, sobre el que será preciso hacer más investigaciones experimentales. Por lo pronto, es ya conocido que muchas arcillas muestran notable anisotropía respecto a la retracción, y puede preverse también que determinadas trayectorias de tensiones son capaces de inducir una anisotropía

estructural en una arcilla que inicialmente no la tenga.

Es posible también que estas modificaciones estructurales puedan producirse dentro de los dominios que llamamos «elásticos», es decir, en puntos interiores a las líneas de fluencia así determinadas. El hecho de que en este caso no se produzca deformación volumétrica plástica no implica el que no haya podido haber nuevos arreglos entre las partículas.

Volviendo a la figura 28, se encuentra una cierta analogía entre la disposición de los puntos determinados por Karube y las que corresponden a modelos que introducen en el de la Cam-clay una segunda línea de fluencia, como por ejemplo, los propuestos por Roscoe y Burland (1968), Pender (1977), y también por van Eekelen y Potts (1978). Un modelo de este tipo ha sido presentado recientemente por Borja et al. (1985) (ver también Hsieh et al. 1990 y Borja et al. 1990) en el que esta línea viene definida por un codo en las curvas esfuerzo tangencial-deformación en el caso de arcillas saturadas sin drenaje, sobre las que ha versado la experimentación de Borja y sus colaboradores, pero este codo presenta un hábito muy parecido al hallado por Karube en los ensayos con arcillas compactadas (Fig. 29). Es de notar que Borja et al. presenta su modelo como particularmente aplicable al rango de arcillas «húmedas», lo

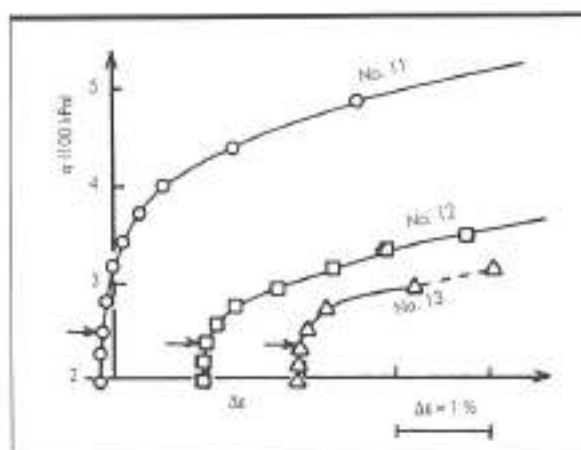


FIGURA 29. Ejemplos del codo interpretado por Konbe señalados con flechas como indicador de una fluencia inicial.

que en la terminología de la teoría de Cambridge significa simplemente que están en la zona donde la tendencia es contractante, lo que, a su vez, podemos interpretar como colapsable.

Estos autores han basado su análisis en los resultados de Loudon (1967) y Wroth y Loudon (1967), obtenidos con ensayos triaxiales consolidados —no drenados sobre caolín—. De ellos deducen que pueden definirse en la zona «húmeda» unas líneas horizontales, a cada una de las cuales corresponde una deformación plástica, a pesar de que ésta se lleve a cabo en deformaciones de volumen constante y, por tanto, sin consecuencias para la elipse que constituye la línea de fluencia en el sentido

hasta ahora aceptado. La figura 30 nos proporciona una visión tridimensional de este criterio, en el espacio de esfuerzos principales.

El modelo así descrito viene a decir que se pueden producir transformaciones en la estructura de los suelos, aún cuando no tengan lugar variaciones de volumen, al menos durante el proceso de deformación. Sería, sin embargo, prudente el ampliar la investigación con ensayos efectuados con las técnicas actuales, mediante las cuales se miden las pequeñas deformaciones iniciales con mucha mayor precisión de lo que Loudon pudo hacerlo. Y también importa mucho el estudiar las consecuencias diferidas que dichos cambios de estructura puedan tener.

EFFECTOS DIFERIDOS

Las deformaciones diferidas, la reptación, el comportamiento de los suelos frente a las sollicitaciones cíclicas es un campo extensísimo de investigación tan solo, hasta hoy, muy parcialmente explorado, incluso dentro de las arcillas totalmente saturadas, y no nos es posible adentrarnos hoy en él. Pero sí querríamos hacer notar que hay razones para esperar que tengan en los suelos no saturados una importancia considerablemente mayor que en los totalmente saturados.

Sabemos ya que en un suelo compactado se produce una cierta evolución después del momento de su compactación. Esto se debe a que el agua queda distribuida en meniscos en los contactos, y estos meniscos no tienen todos ellos la misma succión, sino que ésta se reparte según una muy extensa distribución estadística.

Con el tiempo, esta distribución va estrechándose, debido al intercambio de agua entre los meniscos de

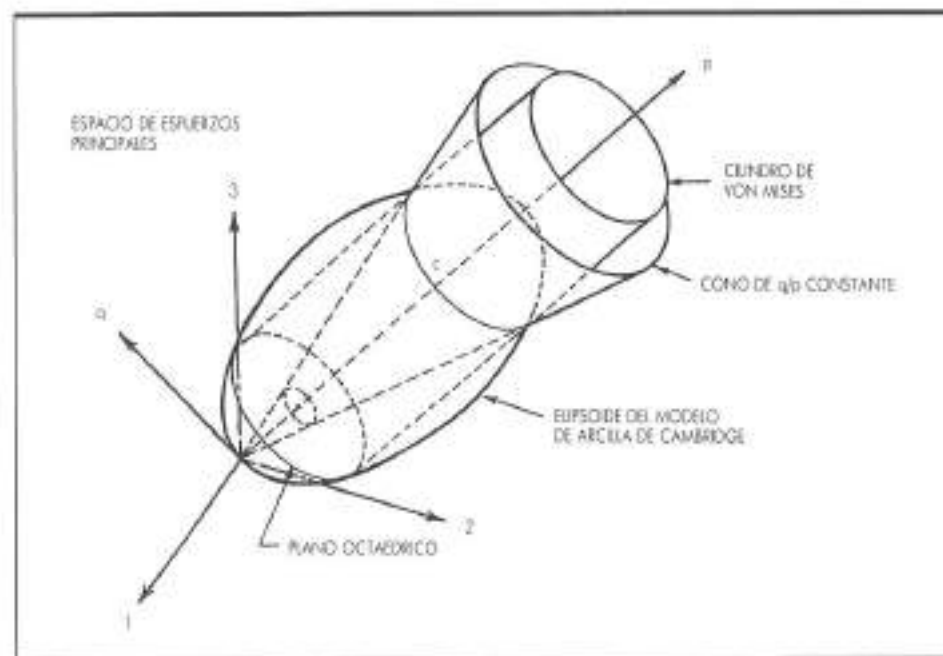
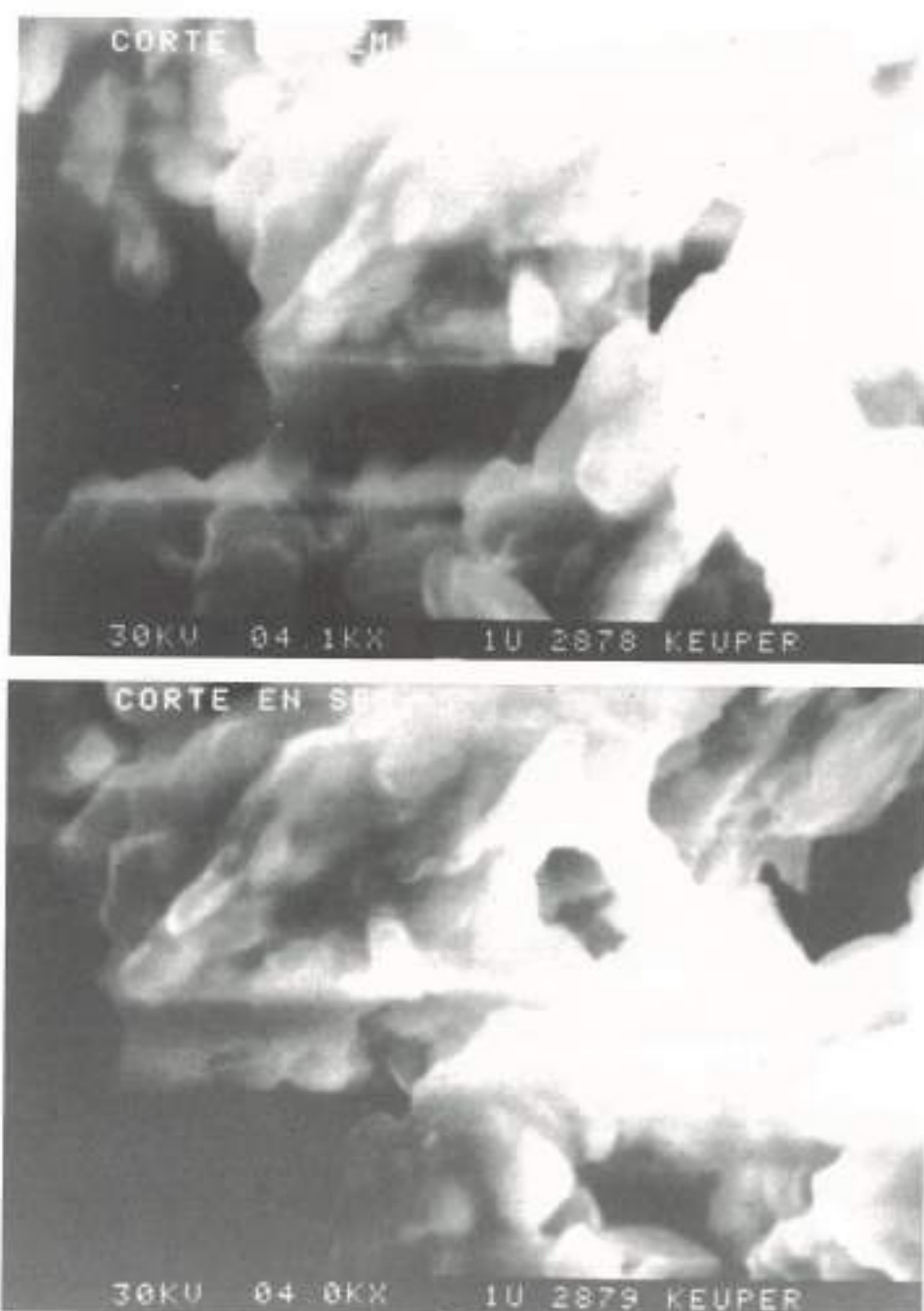


FIGURA 30. Representación tridimensional del criterio de doble superficie de fluencia (Hsieh et al., 1990). Además del elipsoide correspondiente al modelo de arcilla del río Cam, se propone un cilindro de von Mises, cuyo radio queda fijado por pasar por el punto al que se haya llegado a tocar el elipsoide en la preconsolidación previa.

FIGURA 31. Evolución de un contacto entre granúlos de arcilla del Keuper, durante un proceso de corte en un aparato miniaturizado, observada en microscopio electrónico de barrido (SEM). Según Theofanópulos (1985) y Dr. C. Barba (CEDEX).



distinto potencial, mediante transferencias en estado de vapor, pudiéndose imaginar que, finalmente, todas están en equilibrio.

Pero una deformación, aún pequeña, se traduce en un cambio en la disposición de un gran número de estos contactos, y, como consecuencia, de la succión en ellos, la cual volverá a adoptar una distribución estadística extendida, lo que, a su vez, desencadenará un nuevo proceso evolutivo.

El proceso de variación de forma de los contactos

durante la deformación ha sido captada en SEM, creemos que por primera vez, por Theofanópulos (1985) y el doctor Barba, en el CEDEX, en Madrid.

En la figura 31 vemos las deformaciones de unos contactos, durante la iniciación de un proceso de corte en un aparato miniatura que dichos investigadores consiguieron disponer en el interior de la cámara del microscopio electrónico. Dado que esta cámara tiene que estar en alto vacío, no es posible colocar la muestra con agua, por lo cual el suelo se semisaturó con ácido oleico,

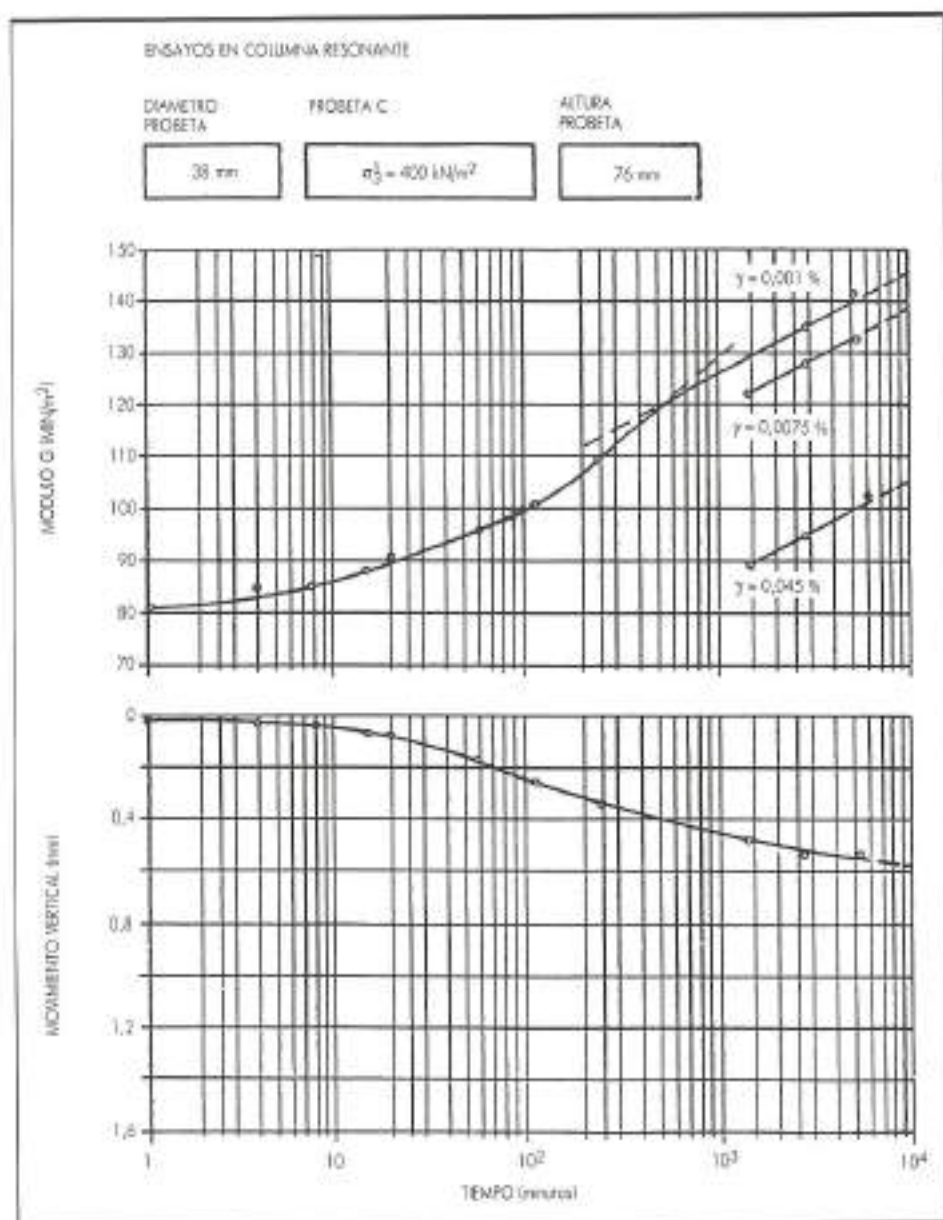


FIGURA 32. Variación del módulo G de deformación transversal y asentamiento, en función del tiempo, en un ensayo de columna resonante, con tres magnitudes distintas de deformación (Theofanopoulos, 1985, y V. Cuéllar, CEDEX).

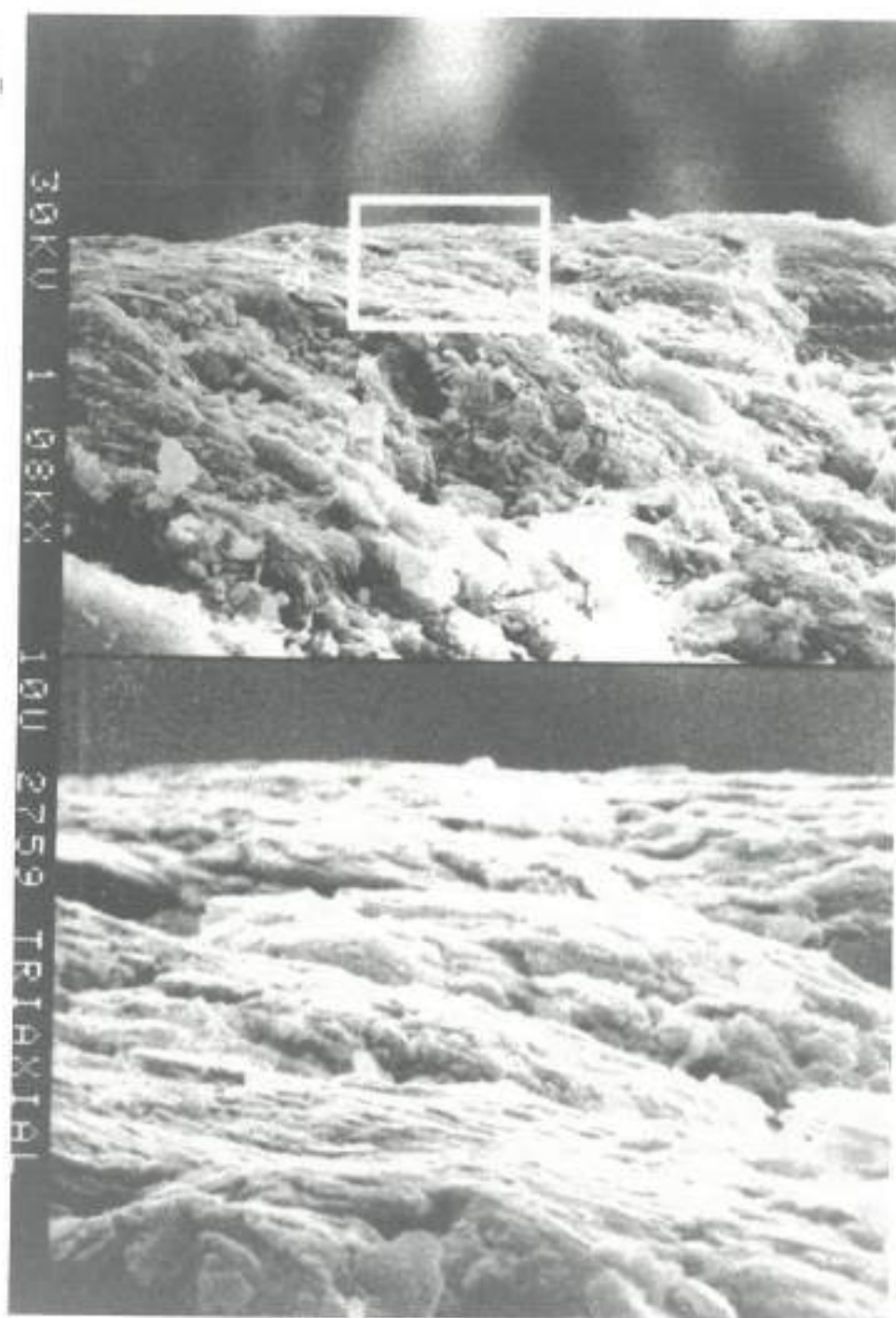
cuya tensión de vapor es extremadamente reducida. Ciertamente, este líquido es unas veintiséis veces más viscoso que el agua, lo que disminuye la validez cuantitativa (que no se pretendía) de los resultados, pero también hay que anotar que el límite líquido del suelo empleado (el mismo que el de las figuras 14 y 15) es de 41 y que el mismo ensayo, efectuado con ácido oleico, dio un valor de 33,5, lo que indica que el comportamiento del suelo frente a los esfuerzos cortantes no es esencialmente distinto cuando está semisaturado con uno u otro de estos líquidos.

El efecto retardado es muy importante si lo producimos mediante sollicitaciones cíclicas. Theofanopoulos, con

la colaboración de Cuéllar (Vicente), sometió en el CEDEX a muestras de la misma arcilla a sollicitaciones cíclicas de torsión en una columna resonante de Drnevich (Hardin y Drnevich, 1972) durante cerca de una semana. La figura 32 recoge un resultado típico, en donde se aprecia cómo al cabo de ese tiempo el estado del material estaba mucho de encontrarse estabilizado. Por otra parte, en los resultados de Pousada Presa, tales como los representados en la figura 24, hemos visto ya cómo los efectos de los ciclos sucesivos de humedad y sequedad van siendo amortiguados, pero no parece que lleguen rápidamente a ser nulos.

En cuanto a lo que ocurre con grandes deformacio-

FIGURA 33. Orientación de las partículas de arcilla en las bandas de deformación tangencial en un ensayo triaxial sobre muestra apisonada (SEM, CEDEX)



nes, la figura 33 nos enseña la orientación producida en las bandas de deformación tangencial en ensayos triaxiales efectuados con una muestra apisonada. La orientación es bien visible, pero observemos que afecta tan sólo a una parte de los granos, y que la individualidad de los glomérulos ha sido, en una proporción mayoritaria, respetada.

CONSIDERACIONES FINALES

Hemos visto en lo hasta ahora reseñado que hoy se conocen ya muchas cosas sobre las propiedades mecánicas de los suelos no saturados, pero que es todavía pronto para pretender que exista un cuerpo de doctrina que articule de forma ordenada sus propiedades y comportamiento. Esto no debe, sin embargo, conducir al desánimo.

mo. La investigación, y muy en especial la investigación técnica, actúa siempre sobre una gran variedad de líneas con vitalidad autónoma, y no es raro, incluso, que coexistan teorías contradictorias a las que se les otorgue durante algún tiempo igual crédito de validez. El peligro está precisamente en el lado contrario, en la tentación fundamentalista de decidir que tan sólo unos pocos principios son válidos y edificar sobre ellos un gran edificio, despreciando el hecho evidente de que las pirámides invertidas están en equilibrio inestable.

Como dice el título que da a esta conferencia, vamos hacia una Mecánica de los Suelos no saturados, pero todavía no hemos llegado a ella, y posiblemente se tarde mucho en llegar, dado lo complejo del comportamiento de estos materiales, en relación con los cuales los suelos saturados no son más que un muy concreto caso particular. Pero, en verdad, las únicas metas que deberían merecer nuestra atención son las inalcanzables.

Esto no quiere decir que, en el camino que hagamos hacia ellas, no vayamos recogiendo resultados sumamente útiles. Lo son la gran mayoría de los que hemos ido reseñando, que, para terminar, vamos a resumir muy concisamente:

1. En un suelo no saturado existe una apetencia por el agua que puede expresarse cuantitativamente como un potencial energético de signo negativo. Este potencial tiene varios sumandos, de los que los dos más significativos son el matricial y el osmótico.
2. Este potencial influye decisivamente en las propiedades mecánicas del suelo, pero de forma cualitativamente distinta a las «presiones efectivas» habitualmente manejadas en la Mecánica de los Suelos saturados. No es lícito, conceptualmente, formular una función con la que se calcule una nueva «presión efectiva», que modele simultáneamente los efectos de las solicitaciones externas y del potencial del agua de los poros.

Esto puede ser, con todo, aceptable, como artificio para simplificar el cálculo, mediante relaciones empíricas rigurosamente limitadas a un campo concreto de aplicación.

3. La microestructura de muchos suelos arcillosos se traduce en una distribución bimodal de los poros. Las partículas se agrupan en glóbulos con poros muy finos, mientras que entre los glóbulos se forma una población de macroporos. Aún cuando esta microestructura no es privativa de los suelos no saturados, es en éstos donde tiene consecuencias más significativas; aún bajo succiones importantes, los glóbulos siguen estando saturados, mientras que la desaturación se manifiesta tempranamente en la entrada del aire en los macroporos.

Esta microestructura tiene también como consecuencia que el volumen específico sea insuficiente como parámetro de estado, y lo mismo ocurra con el grado de saturación.

4. El fenómeno de expansividad de las arcillas es algo separado del comportamiento mecánico general de los

suelos no saturados. Se presenta en ocasiones en suelos saturados, y también, en otras, se produce con grado de saturación constante. Al contrario de lo que ocurre con otras manifestaciones mecánicas en los suelos, tiene en él un significado importante el potencial osmótico, y es, en parte, intralaminar.

5. La Mecánica del Estado Crítico es insuficiente para explicar el comportamiento de los suelos no saturados, y es preciso establecer otras fronteras de fluencia condicionadas por la historia de los mismos, en la que se incluya las trayectorias de succión. Existe evidencia experimental de un acoplamiento entre estas nuevas líneas y las establecidas por la Mecánica clásica del Estado Crítico, pero este acoplamiento se manifiesta por leyes complejas que todavía no están suficientemente comprobadas.

6. Los efectos diferidos, así como los originados por solicitaciones cíclicas, son importantes en los suelos no saturados, aún cuando no exista, o sea tan sólo ligero, el «retardo hidrodinámico» que ocupa un papel primordial en el caso de los suelos saturados.

BIBLIOGRAFIA

- AITCHISON, G. D. (1957). «The strength of quasi-saturated and unsaturated soil in relation to the pressure deficiency in the pore water». 4th ICSMFE (London) 1:135-139.
- AITCHISON, G. D. (1967). «The separate roles of site investigation, quantification of soil properties and selection of operational environment in the determination of foundation design on expansive soils». 3rd Asian. Reg. Conf. SMFE (Haifa). 2:72-77.
- AITCHISON, G. D., y WOODBURN, J. A. (1969). «Soil suction foundation design». 7th ICSMFE (México). 2:1-8.
- ALONSO, E. E., y LLORET, A. (1982). «Behaviour of partially saturated soil in undrained loading and step by step embankment construction». UITAM Symp. on deformation and failure of granular mat. Delft. pp. 173-180.
- ALONSO, E. E., y LLORET, A. (1983). «Evolution in time of the reliability of slopes in partially saturated soils». 4th Int. Conf. Appl. of Stat. and Prob. in Soil and Struct. Eng. Firenze. 2:1363-1376.
- ALONSO, E. E., y LLORET, A. (1985). «Comportamiento de suelos parcialmente saturados». *Rev. de Obras Públicas*, mayo-junio, 435-461.
- ALONSO, E. E.; GENS, A., y HIGHT, D. (1987). 9th ECSMFE, Dublin. General Report Section 5: Special Problem Soils. 3:1087-1146.
- ALONSO, E. E.; GENS, A., y JOSA, A. (1990 a). «A constitutive model for partially saturated soils». *Geotechnique*, 40:3:405-430.
- ALONSO, E. E.; GENS, A., y LLORET, A. (1990 b). «Levantamiento de una Central Nuclear cimentada sobre limolitas expansivas». *Revue Française de Géotechnique*.
- ALPAN, I. (1957). «An apparatus for measuring the swelling pressure in expansive soils». 4th ICSMFE (London). 1:3-6.
- BARDEN, L. (1965). «Consolidation of compacted and unsaturated clays». *Geotechnique*, 15:3:267-286.

- BARDEN, L.; MADEJOR, A. O., y SIDES, G. R. (1969). «Volume change characteristics of unsaturated clays». *J. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.* 95:SM1:33-51.
- BARDEN, L., y SIDES, G. R. (1970). «Engineering behavior and structure of compacted clay». *J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E.* 96:SM4:1171-1200.
- BARENDT, F. B. J. (1979). «The compressibility of an air-water mixture in a porous media». *L. G. M. Medelingen.* 20:2:49-66.
- BENSON, C. H., y DANIEL, D. E. (1990). «Influence of clods on Hydraulic conductivity of compacted clay». *J. Geotech. Eng. A.S.C.E.* 116:8:1231-1248.
- BISHOP, A. W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G. E., y DONALD, I. B. (1960). «Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils». *Conf. on Shear strength of cohesive soils.* A.S.C.E. Colorado, pp. 503-532 y 1027-1042.
- BISHOP, A. W., y DONALD, I. B. (1961). «The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus». *5th ICSMFE (Paris).* 1:13-22.
- BISHOP, A. W., y BLIGHT, G. E. (1963). «Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils». *Geotechnique*, 13:3:177-197.
- BLIGHT, G. E. (1965). «A study of effective stresses for volume change». *Proc. Conf. Moisture equilibria and moisture changes in soil beneath covered areas*, pp. 259-269. Butterworths.
- BLIGHT, G. E. (1983). «Aspects of the capillary model for unsaturated soils». *7th Asian Region. Conf. SMFE (Haifa).* 1:1-7.
- BOCKING, K., y FREDLUND, D. G. (1980). «Limitations to the axis translation technique». *4th Int. Conf. Expansive Soils (Denver).* 1:117-135.
- BOLT, G. H. (1956). «Physicochemical analysis of the compressibility of pure clays». *Geotechnique*, 6:2:186-193.
- BORJA, R. I., y KAVAZANJIAN, E. (Jr) (1985). «A constitutive model for the stress-strain-time behaviour of "wet" clays». *Geotechnique*, 35:3:283-298.
- BORJA, R. I.; HSIEH, H. S., y KAVAZANJIAN, E. (Jr) (1990). «Double yield surface Cam-clay plasticity model (II). Implementation and verifications». *J. Geotech. Eng. A.S.C.E.* 116:9:1402-1421.
- BRACKLEY, I. J. A. B. (1973). «Swell pressure and free swell in a compacted clay». *Proc. 3rd. Int. Conf. Expansive Soils (Haifa).* 1:169-176. Jerusalem, Academic Press.
- BRAND, D. (1981). «Some thoughts on rain-induced slope failures». *10th ICSMFE.* Stockholm. 3:373-376.
- BUCKINGHAM, E. (1907). «Studies on the movement of soil moisture». U.S. Dept. Agric. Bureau of Soils. Bull. no. 38.
- BURLAND, J. B. (1965). «Some aspects of the mechanical behaviour of partly saturated soils». *Moisture equilibria and moisture changes in soil beneath covered areas*, pp. 270-278. Butterworths.
- CHANG, R. K. (1969). «Pressure plate apparatus for volumetric measurement of suction, swelling pressure and consolidation in clay soils». *Canadian Geotech. J.* 6:2:209-212.
- COLEMAN, J. D. (1962). «Stress-strain relations for partly saturated soils». *Geotechnique*, 12:4:348-350.
- COLLINS, K. (1984). «Characterisation of expansive soil microfabric». *5th Int. Conf. Expansive Soil (Adelaide).* pp. 37-41.
- COLLINS, K., y MCGOWN, A. (1974). «The form and function of microfabric features in a variety of natural soils». *Geotechnique*, 24:2:223-254.
- CRANK, J. (1975). «The mathematics of diffusion». Clarendon Press, Oxford.
- CRONEY, D., y COLEMAN, J. D. (1948). «Soil thermodynamics applied to the movement of moisture in road foundations». *7th Int. Applied Mech. Congress (London).* 3:163-177.
- CUELLAR, V. (1978). «Análisis crítico de los métodos existentes para el empleo de las arcillas expansivas en obras de carreteras y recomendaciones sobre las técnicas más idóneas para su uso habitual en España». *Lab. del Transporte y Mec. del Suelo, Madrid.*
- DAKSHANAMURTHY, V.; FREDLUND, D. G., y RAHARDJO, H. (1984). «Coupled three-dimensional consolidation theory of unsaturated porous media». *5th Int. Conf. Expansive Soils (Adelaide).* pp. 99-103.
- DAVID, D.; KOMORNIK, A., y GOLDBERG, M. (1973). «Swelling and bearing characteristics in clayey sands and loess». *8th ICSMFE (Moscow).* 2:2:61-66.
- DIDIER, G.; ROBERT, A., y AZZOUEZ, R. (1984). «A survey method for swelling marls applied to an exploration gallery». *5th Int. Conf. Expansive Soils (Adelaide).* 327-333.
- DIDIER, G.; SOYEZ, B.; HERITIER, B., y PAREZ, L. (1987). «Etude a l'oedomètre du gonflement des sols». *9th ECSMFE (Dublin).* 2:549-552.
- DRISCOLL, R. «A review of British experience of expansive clay problems». *5th Int. Conf. Expansive Clays (Adelaide).* pp. 192-196.
- DUDLEY, J. H. (1970). «Review of collapsing soils». *J. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E.* 96:SM3:925-947.
- EL SHOBY, M. A., y ELLEBOUDY, A. M. (1987). «Swelling and collapsible behaviour of unsaturated cemented sand upon wetting». *9th ECSMFE (Dublin).* 2:553-556.
- EDIL, T. B.; MOTAN, S. E., y TOHA, F. X. (1981). «Mechanical behaviour and testing methods of unsaturated soils». *Lab. Shear Strength of Soil. A.S.T.M. SPT 740.* pp. 114-129.
- EDIL, T. B., y MOTAN, S. E. (1984). «Laboratory evaluation of soil suction components». *Geotechnical Testing.* 7:4:173-181.
- ESCARIO, V. (1965 a). «International Panel Review on Engineering effects of moisture changes in soils». *Int. Research and Eng. Conf. on Exp. Soils, Texas.* pp. 24-25.
- ESCARIO, V. (1965 b). «Los fenómenos de hinchamiento de arcillas en España». *Lab. del Transporte y Mec. del Suelo.* Publicación núm. 20.
- ESCARIO, V. (1967). «Measurement of the swelling characteristics of a soil fed with water under tensions». *Int. Cooperative Res. on the predictions of Moisture contents under Road pavements. O.C.D.E.*
- ESCARIO, V. (1969). «Determination of geotechnical characteristics of expansive soils». *2nd. Int. Conf. Exp. Soils, Texas.* pp. 114-120.
- ESCARIO, V. (1980). «Suction controlled penetration and shear tests». *4th Int. Conf. Expansive Soils (Denver)* A.S.C.E.
- ESCARIO, V. (1989). «Formulaciones para la definición de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos parcialmente

- te saturados». *Bol. Soc. Española de Mec. del Suelo*, 92:3-12.
- ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1973 a). «Gradual collapse of soils induced by a decrease in suction». 8th ICSMFE (Moscow), 4:1:123-124.
- ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1973 b). «Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction». 3rd Int. Conf. Expansive Soils (Haifa), pp. 195-200.
- ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1986). «The shear strength of partly saturated soils». *Géotechnique*, 36:3:453-456.
- ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1987 a). «Shear strength of soils under high suction values». 9th ECSMFE (Dublin) (Discusión).
- ESCARIO, V., y SAEZ, J. (1987 b). «Shear strength of partly saturated soils versus suction». 6th Int. Conf. Expansive Soils, New Delhi, vol. 2.
- ESCARIO, V., y THOME-JUCA, J. F. (1989). «Strength and deformation of partly saturated soils». 12th ICSMFE (Rio de Janeiro).
- ESTEBAN, F., y SAEZ, J. (1988). «A device to measure the swelling characteristics of rock samples with control of the suction up to very high values». Int. Soc. Rock Mech. Symp. on R. Mech. and Power Plants (Madrid), vol. 2.
- FARACO, C. (1972). «Estudio del colapso de los limos yesíferos y su incidencia sobre las propiedades geotécnicas de los mismos». Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- FREDLUND, D. G. (1976). «Density and compressibility characteristics of air-water mixtures». *Canadian Geotech. J.* 13:4:386-396.
- FREDLUND, D. G. (1977). «Stress state variables for unsaturated soils». *Proc. A.S.C.E.* 103:GT3:447-466.
- FREDLUND, D. G. (1989). «The character of the shear strength envelope of unsaturated soils». *De Melio Volume*, pp. 142-149.
- FREDLUND, D. G., y MORGENSTERN, N. R. (1976). «Constitutive relations for volume change in unsaturated soils». *Canadian Geot. J.* 13:3:261-276.
- FREDLUND, D. G., y RAHARDJO, H. (1985). «Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour». 1st Int. Conf. on Geomech. in Tropical, Laterite and Saprolitic Soils, Brasilia.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H., y GAN, J. K. M. (1987). «Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils». 6th Int. Conf. Expansive Soils (New Delhi), pp. 49-54.
- GAN, J. K. M. (1986). «Direct shear strength testing of unsaturated soils». MSc. Thesis. Un. of Saskatchewan.
- GENS, A. (1982). «Stress-strain and strength characteristics of a low plasticity clay». Ph. D. Thesis, London University.
- GENS, A., y POTTS, D. M. (1982 a). «A theoretical model for describing the behaviour of soils not obeying Rendulic's principle». 1st Int. Symp. Num. Mod. Geomech. Zurich, pp. 24-33.
- GENS, A., y POTTS, D. M. (1982 b). «Applications of critical state models to the prediction of the behaviour of a normally consolidated low plasticity clay». 1st Int. Symp. Num. Mod. Geomech. Zurich, pp. 312-323.
- GENS, A., y POTTS, D. M. (1987). «The use of critical state models in numerical analysis of Geotechnical problems: a review. Int. Conf. on Computational Plasticity, Models, Software and Applications. Barcelona.
- GENS, A., y POTTS, D. M. (1988). «Critical state models in computational geomechanics». *Engineering computation*, 8:3:178-197.
- GENS, A.; ALONSO, E. E., y JOSA, A. (1989). «Elasto-plastic modelling of partially saturated soils». NUMOG III (Niagara Falls), pp. 163-170.
- GILL, J. A., y ALONSO, E. E. (1988). «Discontinuous numerical model for partially saturated soils at low saturation». 6th Int. Conf. Num. Meth. in Geomech. (Innsbruck).
- GONZALEZ VALLEJO, L. I. (1980). «Propiedades geotécnicas de unos suelos de La Laguna (Tenerife)». Tesis Doctoral, Universidad Complutense (Madrid).
- GULHATI, S. K., y SATIJA, B. S. (1981). «Shear strength of partially saturated soils». 10th ICSMFE (Stockholm), 1:609-612.
- HARDIN, B., y DRNEVICH, V. (1972). «Shear modulus and damping in soils. Measurement and parameter effects. J. Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E. 89:SM6:603-624.
- HASAN, J. U., y FREDLUND, D. G. (1980). «Pore pressure parameters for unsaturated soils». *Canadian Geotech. J.* 17:3:395-404.
- HILF, J. W. (1956). «An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils». Tech. Memorandum 654. U.S. Bureau of Reclamation.
- HSIEH, H. S.; KAVAZANJIAN, E. (JR.) y BORJA, R. I. (1990). «Double yield surface Cam-clay plasticity model (I)». *Theory. J. Geotech. Eng. A.S.C.E.* 116:9:1381-1401.
- INGLES, O. G., y WOOD, C. C. (1964). «The contribution of Soil and Water cations to deflocculation phenomena in earth dams». 37th Congress Australian and N. Zealand Ass. Advancement of Sciences (Canberra).
- JENNINGS, J. E., y KNIGHT, K. (1956). «Recent experiences with the consolidation test as a means to identify conditions of heaving or collapse of foundations on partially saturated soils». *Trans. S. Afric. Inst. Civ. Eng.* Agosto.
- JENNINGS, J. E., y BURLAND, J. B. (1962). «Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils». *Géotechnique*, 12:125-144.
- JIMENEZ-SALAS, J. A. (1959). «Discussion a T. W. Lambe». *J. Soil Mech. Found. Div.* 85:SM1:45.
- JIMENEZ-SALAS, J. A. (1963). «Note on an Halloysite Red Clay from Fernando Poo Islands». 3rd Regional Conf. for Africa (Salisbury), 1:127-130.
- JIMENEZ-SALAS, J. A. (1971). «Quelques aspects fondamentaux de la déformabilité des sols». Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations. Journées Nat. (Paris), pp. 91-110.
- JIMENEZ-SALAS, J. A. (1988). «Estudios geotécnicos de terraplenes. Curso sobre la Geología en las grandes obras de infraestructura ferroviaria». Fundación Ferrocarriles Españoles.
- JIMENEZ-SALAS, J. A., y SERRATOSA, J. M. (1953). «Compressibility of clays». 3rd ICSMFE (Zurich), 1:192-198.
- JIMENEZ-SALAS, J. A.; JUSTO-ALPAÑES, J. L.; ROMANA, M., y FARACO, C. (1973). «The collapse of

- gypseous silts and clays of low plasticity in arid and semiarid climates». 8th ICSMFE (Moscow), 2:2:193-199.
- JIMENEZ-SALAS, J. A., y JUSTO-ALPAÑES, J. L. (1986). «Engineering Geological Aspects of Foundations in Soils». Ge. Report, Subject 3a, 5th Int. Conf. Eng. Geology (Buenos Aires).
- JOSA, A. (1988). «Un modelo elastoplástico para suelos no saturados». Tesis doctoral. Univ. Politècnica de Catalunya.
- JOSA, A.; ALONSO, E. E.; LLORET, A., y GENS, A. (1987). «Stress-strain behaviour of partially saturated soils». 9th ECSMFE (Dublin), 2:561-564.
- JUAN, CH. H., y HOLTZ, R. D. (1986). «Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils». *J. Geotech. Eng. A.S.C.E.*, 112:9:855-868.
- JUSTO, J. L.; DELGADO, A., y RUIZ, J. (1984). «The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory». 5th Int. Conf. Expansive Soils (Adelaide), pp. 67-71.
- KARUBE, D., y KATO, S. (1989). «Yield functions of unsaturated soils». 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, 1:615-618.
- KASSIF, G., y BEN SHALOM, A. (1970). «Apparatus for measuring swell potential under controlled moisture intake». *ASTM J. of Materials*, 5:4:3-15.
- KASSIF, G., y BEN SHALOM, A. (1971). «Experimental relationship between swell pressure and suctions». *Geotechnique*, 21:3:245-255.
- KNIGHT, K. (1963). «The origin and occurrence of collapsing soils». 3rd Reg. Conf. for Africa. SMFE (Salisbury), 1:127-130.
- LAMBE, T. W. (1958). «Compacted clays. Structure and engineering behavior». *J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E.*, 84:SM5:682-741.
- LLORET, A. (1982). «Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas». Tesis doctoral. Univ. Politècnica de Catalunya.
- LLORET, A., y ALONSO, E. E. (1985). «State surface for partially saturated soils». 11th ICSMFE (San Francisco), 2:557-562.
- LLORET, A.; GENS, A.; BATLLE, F., y ALONSO, E. E. (1987). «Flow and deformation analysis of partially saturated soils». 9th ECSMFE (Dublin), 2:565-568.
- LOPEZ-CORRAL, A. M. (1978). «Collapse phenomena in the Madrid subsoil sands». 3rd Int. Conf. Engineering Geology (Madrid), 2:1:242-249.
- LOUDON, P. A. (1967). «Some deformation characteristics of kaolin». Ph. D. Thesis Cambridge Un. (cita tomada de Borja et al., 1990).
- MARTIN, R. (1962). «Adsorbed water in clay: a review». 9th Nat. Conf. on clays and clay minerals. Pergamon, pp. 28-70.
- MASWOSWE, J. (1985). «Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting». Ph. D. Thesis, Imperial College, London.
- MATYAS, L., y RADAKRISHNA, H. S. (1968). «Volume change characteristics of partially saturated soils». *Geotechnique*, 18:4:432-448.
- McLEAN, D. J., y GWATKIN, P. M. (1946). «Moisture movements in soil due to the existence of a temperature gradient». Road Research Laboratory Research Note RN/761/DJM, PMG (Publicación restringida).
- MICHAELS, A. S. (1959). «Discusión a un artículo de Rosenquist». *Proc. A.S.C.E.* 85:SM2.
- MOORE, P. J., y MILLAR, D. V. (1971). «The collapse of sands upon saturations». First Australia-N. Zealand Conf. on Géomechanics (Melbourne), pp. 54-60.
- MORGENSTERN, N. R. (1969). «Structural and physico-chemical effects on the properties of clays». 7th ICSMFE (México), 3:455-463.
- MORGENSTERN, N. R., y BALASUBRAMANIAN (1980). «Effects of Pore fluid on the swelling of clay-shales». 4th Int. Conf. Expansive Soils (Denver), pp. 190-205.
- OHMAKI, S. (1982). «Stress-strain behaviour of anisotropically normally consolidated cohesive soils». 1st Int. Symp. Num. Mod. Géomech. Zurich, pp. 250-289.
- PASTOR, M. (1980). «Comportamiento de arcillas compactadas en proceso de carga sin drenajes». Tesis doctoral, Univ. Politècnica de Madrid.
- PASTOR, M., y URIEL, A. O. (1982). «Influence of compaction conditions on the undrained behaviour of a compacted clay».
- PECK, A. J., y RABBIDGE, R. M. (1966). «Soil water potential: direct measurement by a new technique». *Science*, N. Y. 151:1385-1386.
- PECK, A. J., y RABBIDGE, R. M. (1969). «Design and performance of an osmotic tensiometer for measuring capillary potentials». *Proc. Soil Science Soc. America*, 33:2:196-202.
- PENDER, M. J. (1977). «A unified model for soil stress-strain behaviour». 9th ICSMFE. Speciality Session 9, Constitutive equations for soils, 213-222.
- POUSADA-PRESA, E. (1982). «Deformabilidad de las arcillas expansivas bajo succión controlada». Tesis doct. Univ. Politècnica de Madrid.
- RENGMARK, F., y ERIKSON, R. (1953). «Apparatus for investigation of swelling, compression and elastic properties of soils». 3rd ICSMFE (Zurich), 1:180-183.
- RICHARDS, L. A. (1949). «Methods of measuring Soil Moisture tension». *Soil Science*, 68:95-112.
- RODRIGUEZ-ORTIZ, J. M. (1974). «Estudio del comportamiento de medios granulares heterogéneos mediante modelos discontinuos, analógicos y matemáticos». Tesis doctoral, Univ. Politècnica de Madrid.
- ROMANA, M. (1987). «An alluvial collapsible soil in Alicante». 9th ECSMFE (Dublin), 2:577-580.
- ROSCOE, K. H., y BURLAND, J. B. (1968). «On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clays». *Engineering Plasticity*. Cambridge Un. Press, 585-609.
- SAEZ, J. (1986). «Medidas de la succión en laboratorio e in situ. Curso sobre cimentaciones en terrenos metaestables, colapsables y expansivos». Instituto Agustín de Bethancourt. Madrid.
- SATJA, B. S. (1978). «Shear behaviour of partially saturated soils». Ph. D. Thesis, Indian Ins. of Technology, Dehli.
- SCHREINER, H. D. (1987). «Measurement of solute suction in high plasticity clays». 9th Reg. Conf. for Africa SMFE (Lagos), 1:163-171.
- SCHREINER, H. D. (1988). «Volume change of compacted highly plastic african clays». Ph. D. Thesis Imperial College, London.

- SCHOFIELD, R. K. (1985). «Transactions III Int. Congress Soils», Science, Oxford, pp. 2-37.
- SCHUURMAN, I. R. (1966). «The compressibility of an air-water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures», *Géotechnique*, 16:269-281.
- SEED, H. B., y CHAN, C. K. (1959). «Structure and strength characteristics of compacted clays», *J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E.*, 85:SM5:87-128.
- SERRANO, A., y RODRIGUEZ-ORTIZ, J. M. (1976). «Symposium on Plasticity of Soils» (Cambridge), pp. 129-135.
- SERRANO, A.; DAPENA, J. E., y GARCIA-PAREDES, I. (1985). «The behaviour of foundations on expansive gypsum-bearing marls», 11th ICSMFE (S. Francisco), 4:2247-2252.
- SRIDHARAM, A., y ALTSCHAEFFL, A. G. (1971). «Pore size distribution studies», *J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E.*, 99:SM5:771-787.
- STEFANOFF, G. (1961). «Méthode rapide pour la détermination de l'affaissement des sols de loess», 5th ICSMFE (Paris), 1:795-797.
- THEOFANOPULOS, P. (1985). «Comportamiento dinámico de los núcleos de presas de arcilla apisonada según la microestructura de la misma, con examen particular de la arcilla del Keuper». Tesis doctoral, Univ. Politécnica de Madrid.
- THOME-JUCA, J. F. (1990). «Resistencia y deformación de suelos parcialmente saturados». Tesis doctoral, Univ. Politécnica de Madrid.
- TOLL, D. G. (1990). «A framework for unsaturated soil behaviour», *Géotechnique*, 40:131-44.
- VAN EEKELLEN, H. A. M., y POTTS, D. M. (1978). «The behaviour of Drammen clay under cyclic loading», *Géotechnique*, 28:173-196.
- VARGAS, M. (1974). «Engineering properties of residual soils from South Central Region of Brazil», 2nd Int. Conf. Engineering Geology (Sao Paulo), 1:4:PC-5:1-26.
- VERBRUGGE, J. C. (1978). «Emploi d'une méthode pycnométrique dans les essais triaxiaux sur limon remanié non saturé», *Canadian Géotech. J.*, 15:501-509.
- WROTH, C. P., y LOUDON, P. A. (1967). «The correlation of strains within a family of triaxial tests on overconsolidated samples of kaolin», *Proc. 1st. Géotech. Conf. Oslo*, pp. 159-163 (cita tomada de Borja et al., 1990).
- YONG, R. N., y WARKENTIN, B. P. (1965). «Studies of the mechanism of failure under load in expansive soils», *Second Int. Conf. Expansive clay soils (Texas)*, pp. 69-77.
- YOSHIMI, Y., y OSTERBERG, J. O. (1964). «Compression of partially saturated cohesive soils», *J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E.*, 89:SM4:1-24.
- YUDHBIR, N. (1982). «Collapsing behaviour of residual soils», 7th Southeast Asian Géot. Conf. 1:915-930. Hong-Kong.
- ZUNKER, F. (1930). «Das Verhalten des Bodens zum Wasser», *Handbuch der Bodenlehre*, 6:67.
- ZUR, A., y WISEMAN, G. (1973). «A study of collapse phenomena of an undisturbed loess», 8th ICSMFE (Moscow), 2:2:265-269.

Beugnet-Viasfalto

Las fuerzas en común.

Con su incorporación
al grupo Beugnet,
1º constructor europeo de autopistas,
Viasfalto y sus filiales Trasca y Dero han
adquirido una nueva dimensión.
Viasfalto está en condiciones de ofrecer
a la carretera española
su conocimiento del mercado nacional,
junto a un potente grupo eficaz y
cohesionado, bien conocido
por su dinamismo
y su capacidad innovadora.



VIASFALTO

Siempre nos entusiasma y afiora.

c/ Castillejos, 352 bajos - 08025 BARCELONA
Tel. (93) 433.21.61 - Fax. (93) 455.21.04

Agustín de Bethencourt 25 5º - 28003 MADRID
Tel. (91) 533.45.84 - Fax. (91) 554.49.25

Calle Santa Fe 9 1º izquierda - 41011 SEVILLA
Tel. (95) 453.78.30 / 453.70.80 - Fax. (95) 442.52.63

Drayfil ecofilm

IMPERMEABILIZANTES DE PVC PARA CULMINAR CUALQUIER OBRA BIEN HECHA



MIEMBRO DE LA
FUNDACION ESPAÑOLA
DE LOS PLASTICOS
PARA LA PROTECCION
DEL MEDIO AMBIENTE

AISCONDEL, desde hace más de quince años, viene investigando, desarrollando y produciendo láminas impermeabilizantes para todo tipo de instalaciones, en la construcción, obras públicas y agricultura. Esta larga experiencia, unida a los constantes avances tecnológicos, la sitúa en la primera línea de su sector.

Todas las láminas impermeabilizantes de PVC plastificado fabricadas por AISCONDEL, bajo la marca DRAYFIL, poseen la certificación AENOR y son conformes a las correspondientes normas UNE.

DRAYFIL y ECOFILM marcan la diferencia en láminas impermeabilizantes.

DRAYFIL

Láminas de PVC flexibles, sin armar, para la impermeabilización de balsas, edificios, obra civil, etcétera. Las cualidades más destacables son la estanquidad, resistencia a los rayos ultravioleta, imputrescibilidad y permeabilidad al vapor.



DRAYFIL

Láminas de PVC plastificado, reforzadas con fibra de vidrio o malla de poliéster, diseñadas para impermeabilizaciones que requieran una gran estabilidad dimensional y una mayor resistencia mecánica. Por sus características es la lámina idónea para cualquier tipo de impermeabilizaciones en el sector de la edificación.



ECOFILM

Láminas flexibles de PVC y Asaprene, idóneas para instalaciones de residuos sólidos urbanos (RSU), vertederos controlados e impermeabilizaciones que requieran propiedades muy superiores a las láminas convencionales.



AISCONDEL