Hacia una mecánica de los suelos no saturados
1.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 insist 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.*

LOS ANTECEDENTES

Como seres vivos que son, las Ciencias y las Técnicas no pueden sustraerse a las influencias genéticas que recibieron en su gestación. En la Mecánica de los Suelos, todavía joven, las vicisitudes de la experiencia aún no han tenido tiempo de predominar sobre la herencia que aquélla recibió en la cuna.

Su alumbramiento, como cualquier otro, fue traumático. Fue promovido por los corrimientos del puerto de Gotemburgo y de los ferrocarriles suecos, por el hundimiento del Campanile de Venecia y de varios silos de grano y de tanques de almacenamiento de líquidos, así como por los asientos de los rascacielos de Chicago. Accidentes, todos ellos, que tuvieron su origen en capas de arcilla saturada.

Así, pues, son los suelos saturados el principal foco de atención de los primeros investigadores y tratadistas. En la Erdbaumechanik de Terzaghi bien poco se dice de los suelos que puedan estar no saturados, y lo que se dice lo consideramos hoy como erróneo.

En el libro de Verdeyen, uno de los primeros textos sobre la materia, que tuvo gran influencia en toda Europa, se dedica página y media a describir la capilaridad, indicando que puede producir una «cohesión aparente» en arenas finas, y no se vuelve a hacer prácticamente referencia a ella en el resto del libro. Esto es más notable porque hay en él todo un capítulo sobre el método de rebajamiento de la capa freática, el cual permite en general excavar con taludes muy pendientes, gracias a las succiones capilares producidas, sin que en dicho capítulo se haga, acerca de ellas, referencia alguna.

Podríamos multiplicar las citas, demostrando cómo, en las primeras etapas de su desarrollo, la Geotecnia contó, para apoyarse, tan solo con una Mecánica de los Suelos Saturados, de la cual, el pivote fundamental es la ley de Terzaghi:

$$\sigma' = \sigma - u$$

que dice que las consecuencias de cualquier acción mecánica que se ejerza sobre el suelo dependen exclusivamente de un cierto «esfuerzo efectivo» σ', unívocamente definido como igual al esfuerzo total, σ, menos la presión, u, del agua que llena sus poros.

Sin embargo, esto no pudo continuar por mucho tiempo. Uno de los más poderosos factores en el progreso de la Técnica es que se enfrenta con la Naturaleza con finalidad pragmática y no analítica. Esto hace que constantemente descubra problemas nuevos, aún cuando no haya pensado previamente en ellos. En esto se diferencia de la Ciencia, la cual según el método actualmente consagrado somete a hábiles interrogatorios a la Naturaleza pero partiendo de hipótesis de trabajo preconcebidas. Por ello, las respuestas que obtiene están ya colimadas por el diafragma de dichas hipótesis.

De esta manera, podemos ver que, muy pronto, se

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

configura una Geotecnia Vial, con teorías y métodos de ensayo que tienen poco que ver con la Geotecnia que hoy podemos llamar clásica. El terreno que centra su interés es el apisonado según las reglas de Proctor, lo cual quiere decir que está con un grado de saturación alrededor del 85 %, con el aire contenido en sus poros en el punto crítico anterior a la oclusión, y con fuertes tensiones capilares situadas, en general, alrededor de 600 KPa para el Proctor normal (humedad óptima), y 2.000 KPa para el modificado, tensiones sin las cuales es evidente que una gran parte de las carreteras existentes no podrían mantener su firme, como se comprueba por lo que ocurre en cuanto en algún tramo funciona mal un drenaje.

Otro campo en el que es imposible dejar de tener en cuenta las tensiones intersticiales es el de estabilidad de taludes en climas, tanto templados como tropicales, y también aquí la Geotecnia Vial tuvo que actuar de adelantada. Es obvio que el paisaje que contemplamos está condicionado por la existencia de esas fuerzas, ya que en la mayoría de los casos la inclinación es muy superior al ángulo de rozamiento interno, y lo mismo ocurre con los taludes existentes en carreteras antiguas, cuya permanencia nos ha obligado a aceptar inclinaciones que muy difícilmente puede justificar el cálculo. Aún cuando puede existir cementación y cohesión diagenética, su estabilidad se debe a las tensiones capilares, como lo prueba el hecho de que con frecuencia se produzcan en ellos corrimientos locales cuando tiene lugar un temporal de lluvias. En algún caso, esto puede deberse a la instauración de una red de escurrimiento capaz de producir una fuerza de filtración importante, pero en otros muchos casos, simplemente a la degradación de la resistencia, mediante la disminución de las tensiones capilares. Es muy frecuente, en efecto, que la cantidad de agua caída no sea suficiente para llegar a creer en una verdadera saturación de la masa, condición precisa para que llegue a establecerse una red de escurrimiento. Es fácil pensar, en cambio, en que sea capaz de anular la succión en determinados volúmenes en donde previamente, por deficiencias de drenaje u otras causas, el suelo se encontrase ya con un grado de saturación elevado.

La consecuencia lógica fue que una parte muy importante de los primeros trabajos que arrojaron luz sobre el comportamiento de los suelos no saturados se llevó a cabo en un Laboratorio de Carreteras, el de Gran Bretaña, donde desde 1946, primero con McLean et al. (1946) y luego con Croney y Coleman (1948), se pusieron a punto varias de las técnicas que todavía usamos. Por ejemplo, fue allí donde se consiguieron las primeras piedras porosas de alto valor de entrada de aire.

Pero en otros lugares del Globo, situados en climas áridos, se trabajaba simultáneamente sobre este tema. Aitchison (1957) en Australia, relacionado con el Laboratorio de Carreteras británico, profundiza en aspectos fundamentales y quizá sea el primero en marcar la separación entre el estado del suelo con tensiones capilares, pero todavía conservando, al menos en su mayor parte, la continuidad de la masa de agua (lo que llamó suelos «cuasisaturados») y aquellos en los que el aire ocupa ya una parte importante de los poros, y el agua se encuentra aislada en meniscos alrededor de los puntos de contacto de los granos: el agua «pendular».

Esta separación, sin embargo, no será formulada claramente hasta que Jennings y Burland (1962) hacen notar que la tensión capilar actúa de modo semejante a una presión uniforme externa, mientras que el grado de saturación no descienda por debajo de un valor crítico, que depende mucho del suelo. Por ejemplo, puede ser del 20 % para una arena, del 50 % para limos y arenas finas y del orden del 85 % para un suelo arcilloso. El punto esencial de la aportación de Jennings es establecer que, por debajo de ese grado de saturación, la tensión capilar (Fig. 1) se manifiesta en fuerzas intergranulares, que no tienden a compactar la estructura del suelo, sino, muy al contrario, a rigidizarla.

Los trabajos de Jennings son muy interesantes porque, aparte de su muy elevado contenido conceptual, representan la incorporación de todo un nuevo grupo de problemas producidos por los suelos no saturados. Jennings no se ocupa particularmente de carreteras, ni tampoco de taludes, sino de cimentaciones. Y en Sudáfrica, donde él trabajó, las cimentaciones tienen dos problemas muy peculiares: las arcillas expansivas y las arenas colapsables, depositadas por el viento en las franjas marginales de los desiertos, y ligeramente cementadas por la descomposición de las partículas de feldespato que contienen (Knight, 1963; El-Shoby et al., 1987). Ambos problemas están controlados, al menos en parte, por el grado de saturación, y Jennings fue el primero en advertir que hay una cierta interconexión, o al menos superposición, entre ellos (Jennings y Knight, 1956).

EL AGUA EN EL SUELO NO SATURADO

Los modos de actuación del agua en el suelo no saturado son varios, y más complejos que en el saturado. Con tensiones capilares muy bajas, el suelo sigue saturado, y las tensiones actúan como las presiones de poro usuales, aunque con signo negativo. Pero pronto los meniscos de agua situados en la superficie empiezan a retirarse hacia el interior del suelo, en los poros de mayor diámetro. Comienza el proceso de «entrada de aire», que dura hasta que se establece la continuidad entre todos, o la mayoría, de los espacios de aire.

Correlativamente, la masa de agua, inicialmente continua y sin vacíos, les va teniendo, al mismo tiempo que se fracciona en dominios de «agua capilar abierta», es decir, no comunicada con el resto de la masa y, si sigue el proceso de desecación, termina por repartirse en meniscos individualizados en los contactos entre las partículas, o bien saturando pequeños grupos de las mismas (Fig. 2).

Por otra parte, un examen más detallado del agua en los poros permite descubrir que, en las proximidades de la superficie de las partículas, el agua experimenta

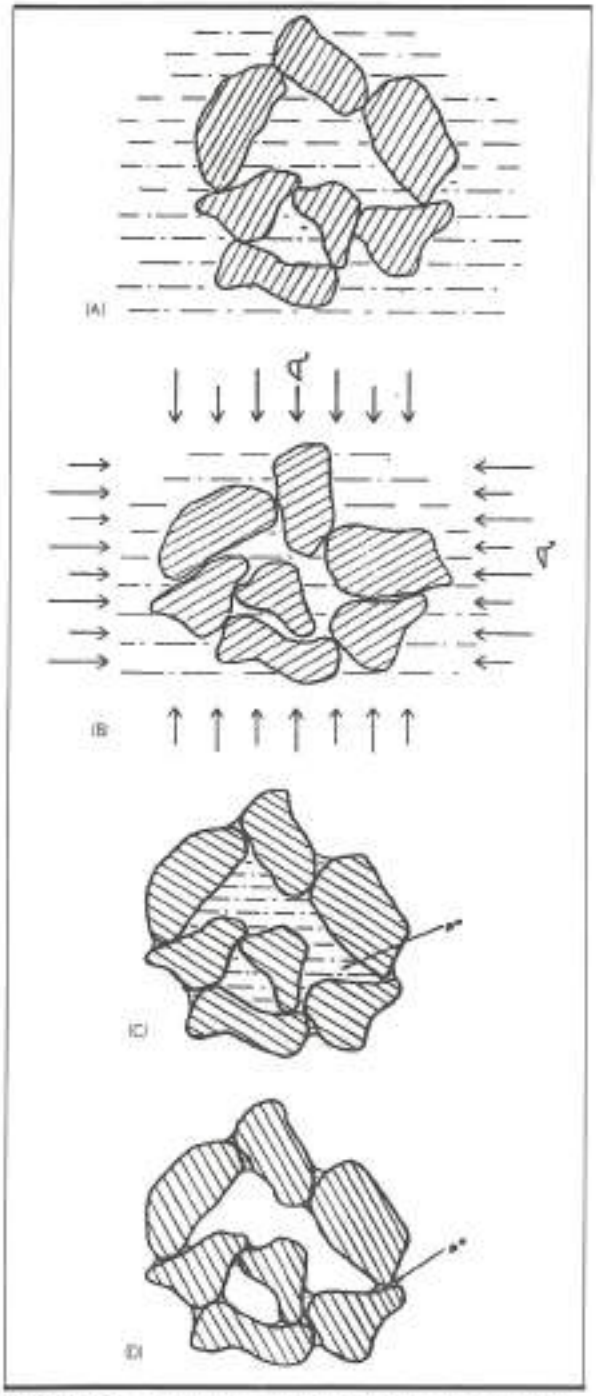

FIGURA 1. Cambios en la estructura de un suelo granular producidos bien por un aumento de la carga aplicada, o bien de la succión matricial. A) Material granular con estructura poco densa. B) Desplazamientos en los granos producidos por un aumento de la carga aplicada. C) Pequeños desplazamientos en el caso de la compresión uniforme producida por la «membrana» compuesta por los meniscos en la superficie de un suelo saturado, al iniciarse la desecación, y antes de la entrada de aire en los poros. D) Las partículas quedan «soldadas» entre sí por la acción de los meniscos de gran curvatura, en los contactos (Jennings y Burland, 1962).

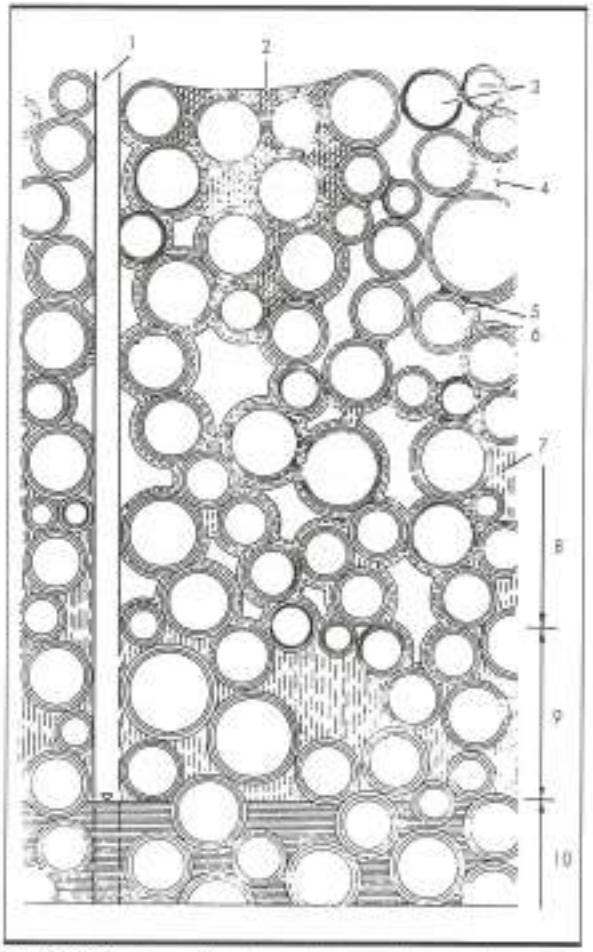

FIGURA 2. Distintas configuraciones del agua en los poros de un suelo semisaturado, según Zunker (1930).

su atracción molecular, y se encuentra en un estado diferente: es agua adsorbida, con una ordenación molecular más rígida, mayor densidad y viscosidad, y, en general, con propiedades físicas diferentes. Esta película de agua adsorbida tiene un espesor muy pequeño, y apenas influye en las propiedades de los suelos granulares, pero es pieza fundamental para explicar las propiedades de las arcillas, cuya superficie específica es enorme. Sobre ella se han llevado a cabo numerosísimas investigaciones (Jiménez Salas, 1953, 1960, 1971; Bolt, 1956; Lambe, 1958; Martín, R., 1962; Morgenstern, 1969; Theofanopulos, 1985; Schreiner, 1987), pero hoy no vamos a ocuparnos en detalle de ella, puesto que su acción no se ejerce específicamente en los suelos no saturados, sino que también lo hace en los que lo están. Con todo, no podremos dejar de hacer referencia a ella y a su actuación en numerosas ocasiones.

Todo esta complejidad de actuaciones hace difícil el estudio analítico de las mismas, por lo que desde el principio pareció necesario utilizar algún parámetro que es-

tuviese globalmente relacionado con la capacidad de acción del agua del suelo, es decir, con su energía, medida en forma de potencial.

EL POTENCIAL DEL AGUA DEL SUELO

Es éste quizá el momento indicado para recordar el concepto de «potencial capilar». Hay que tener en cuenta que aquellos primeros investigadores dentro del campo de la Ingeniería Civil, que hemos ido citando, no partieron del vacío, sino que comenzaron por transferir un conjunto de conocimientos ya muy elaborados por los investigadores de la Ciencia del Suelo, cuyo objetivo principal era la Agronomía, ya que la inmensa mayoría de la vida vegetal se asienta sobre la capa de terreno superficial, con grado de saturación bajo.

La idea de cuantificar el estado del agua en el suelo por la energía necesaria para extraerla, transportándola a una masa de agua libre de referencia, fue establecida por Briggs (1887), y fue precisada por Buckingham (1907) ya en una forma prácticamente análoga a como hoy la manejamos.

Según el sistema de unidades SI, hoy internacionalmente vigente, debe medirse en julios por metro cúbico de agua presente en el suelo, pero lo cierto es que, al tener las mismas dimensiones que una presión, nos hemos acostumbrado a expresarla como tal, bien en Pascallos o kiloneutonios por metro cuadrado, en sistema SI, o en kilogramos-fuerza por centímetro cuadrado. La equivalencia es: 1 kilojulio/m^3 < > 10 g/cm^2.

Ahora bien: muchos de los conocimientos que poseemos sobre este potencial se deben a Schofield, y éste propuso expresarlo en forma logarítmica, que resulta muy práctica. Según Schofield (1935), el potencial capilar puede cuantificarse con la magnitud que designó por pF, que es el logaritmo decimal del potencial, considerado como presión, expresada a su vez en gramos fuerza por centímetro cuadrado o en centímetros de altura de columna de agua.

La definición de este potencial, por otra parte, no es absoluta, pues depende de las condiciones del agua libre que tomamos como referencia. Si ésta está a una altura diferente del punto que consideramos en el suelo, habrá un sumando gravitatorio, o, con más generalidad «hidrostático», si el agua libre estuviese a presión diferente que la de referencia.

Pero habitualmente se toman, en los textos geotécnicos, tan solo dos sumandos del potencial, que son el matricial y el osmótico, de forma que cuando se dice «potencial capilar» se entiende que se habla de esta suma, que puede ser diferente del potencial total del agua del suelo.

El potencial matricial, que quizá fuera mejor llamar geométrico, es el que dimana de tener que vencer las fuerzas capilares consecuencia de la configuración de los poros de la matriz sólida del suelo. El osmótico es el debido a que el agua de los poros tiene sales en disolución, y ejerce, por lo tanto, una succión osmótica que habría que vencer para trasladarla a una hipotética agua libre y pura.

La influencia que el potencial osmótico pueda tener sobre las propiedades mecánicas de los suelos es objeto de controversia. Como Alonso et al. (1987) detallan, Blight (1983) ha aportado datos experimentales según los cuales no parece tener influencia sobre la resistencia al esfuerzo cortante, mientras que Yong y Warkentin (1965) encontraron un descenso en la resistencia, al aumentar el potencial osmótico, en determinadas circunstancias.

Hay, de todas formas, una cierta tendencia a olvidar este sumando, que es incorrecta. En primer lugar, en una masa aislada de suelo sería posible admitir que una variación del potencial osmótico no produzca efecto, como ocurre con el potencial electrostático de un cuerpo, pero su influencia puede ser muy importante en cuanto se establezca comunicación con otras masas con potencial osmótico diferente, lo que provoca una transferencia de humedad. Por ejemplo, ha ocurrido que, durante la excavación de un túnel en arcillas firmes, se han originado pequeñas filtraciones de agua, por las fisuras, que encharcaban la solera, sin consecuencias. Se encontró un estrato calizo, que produjo filtraciones más caudalosas, y se produjo un gran hinchamiento de la misma. Se atribuyó a la mayor cantidad de agua, pero esto no podía ser cierto, puesto que ya había agua libre; la explicación está en que el agua de la caliza tenía un potencial osmótico menor que el agua de las grietas de la arcilla. Este fenómeno, por otra parte, ha sido reproducido en laboratorio por Morgenstern y Balasubramanian (1980), comprobando un hinchamiento mucho mayor de una arcilla, puesta en contacto con agua pura, que puesta en contacto con su propia agua intersticial.

Hay que tener en cuenta, además, que no son equivalentes un aumento de la succión conseguido mediante una extracción del líquido intersticial, sin alterar la composición de éste, como, por ejemplo, en el laboratorio, en un aparato de piedra porosa, y el mismo aumento de succión, por desecación. En este caso, la concentración salina del agua en los poros aumenta, y llegará a producir cristalizaciones, si la desecación es suficientemente profunda. En climas áridos, la evaporación establece una «bomba osmótica» que favorece la transferencia de humedad de las capas profundas. Así, llegan a formarse costras salinas, en las que los cristales se han introducido entre las partículas del suelo, que quedan flotando entre ellos. En el caso de que estas sales sean yeso o sulfato magnésico, los cristales son a veces aciculares produciendo una estructura muy floja que colapsa rápidamente en contacto con el agua.

Otro fenómeno que también pudiera estar relacionado es el de la dispersividad. Existen, en particular, arcillas firmes saturadas, que pueden estar indefinidamente en contacto con agua sin sufrir alteración, pero que, si se desecan, se dispersan rápidamente al ponerse nuevamente en contacto con el agua. Aparte del posible efec-

to de la presión que pueda tomar el aire de los poros, al cual se le ha dado una quizá excesiva importancia (ya que el fenómeno puede producirse también en terrones no rodeados por el agua), podemos imaginar que el agua higroscópica remanente durante la desecación, con una concentración salina excepcional, incluso superior a la de saturación en agua libre, produzca una fuerte llamada al agua libre precisamente en dichos puntos de contacto.

La importancia del componente osmótico en el fenómeno de la dispersividad ha quedado de manifiesto en recientes investigaciones sobre la influencia de la composición del agua empleada en los ensayos de susceptibilidad a la misma, como por ejemplo, el del «pin-hole», pero quizá lo ilustre todavía mejor el caso referido por Ingles y Wood (1964) de una presa australiana destinada a riegos, que se llenaba mediante agua extraída de pozos, con un contenido salino considerable (26 meq/L). Estuvo funcionando así durante varios años, en perfectas condiciones a pesar de tener alguna filtración, hasta que se construyó una conducción mediante la que se tomaba agua de un río cercano. Al llenar la presa con el agua del río, mucho más pura (1,2 meq/L), se produjo su rotura a los tres días por tubificación.

Por último, indiquemos que, en determinados casos, se han observado transferencias de humedad importantes, acopladas a cambios de temperatura. No siempre ha sido posible explicarlas por las leyes de la termoósmosis del agua, pero sí si se tienen en cuenta las influencias de la temperatura sobre la presión osmótica de la sales disueltas.

Probablemente las dudas hoy existentes sobre el papel del potencial osmótico en el comportamiento de los suelos se mantengan a causa de la dificultad de separar los efectos de las sales disueltas sobre dicho potencial, de los que ejercen sobre la capa doble que tapiza la superficie de las partículas, y también introduciéndose en la misma estructura atómica de las mismas, en el caso de las arcillas ternarias.

Es evidente que los cationes absorbidos tienen una gran influencia sobre la compresibilidad de las arcillas incluso de las saturadas (Jiménez Salas y Serratosa, 1953; Bolt, 1956; Olson y Mesri, 1970). Con todo, parece que, en conjunto, puede afirmarse que el efecto de la succión matricial es predominante, excepto en las arcillas que llamamos expansivas, en las que la expansión puede continuar incluso cuando la saturación es ya completa y la succión matricial ha dejado de existir.

Esto implica que, dentro de la misma agua que llena los poros, hay diferencia de presión osmótica, lo cual es ya conocido y estudiado desde que Gouy y Chapman (1910) definieron el concepto de «capa doble», región en la que los cationes solvatados se agrupan alrededor las partículas de arcilla.

Puede existir así una cierta confusión sobre el concepto de «potencial osmótico», y hay autores (Schreiner, 1987) que opinan que éste debe referirse al potencial del agua cautiva en las proximidades de la superficie de las partículas, respecto al agua «libre dentro de los poros».

No hay duda de que ese potencial es importante, y determina en gran parte el comportamiento de las arcillas, particularmente de las expansivas, pero creemos que el tomarlo como potencial osmótico del agua del suelo no resulta adecuado, si vamos a sumarlo al potencial matricial, que es precisamente el que tiene esa agua libre «dentro de los poros», respecto a una masa de agua externa. En consecuencia, en esta ocasión al menos, utilizaremos la primera de las definiciones apuntadas.

La determinación del potencial capilar, en todo caso, es tarea delicada, que requiere una gran diversidad de técnicas, entre las que hay que elegir en cada caso (Fig. 3). El campo que cada una de ellas puede medir con exactitud es diferente. Algunas de ellas miden el potencial total y otras el matricial. Unas pocas, el osmótico. Unas son solo aplicables en laboratorio, mientras que otras pueden llevarse al campo.

No vamos a tratar de ellas aquí, ya que la más simple de las descripciones nos llevaría mucho más tiempo del que nos sería permitido.

Por otra parte, hay que decir que todas ellas han sido

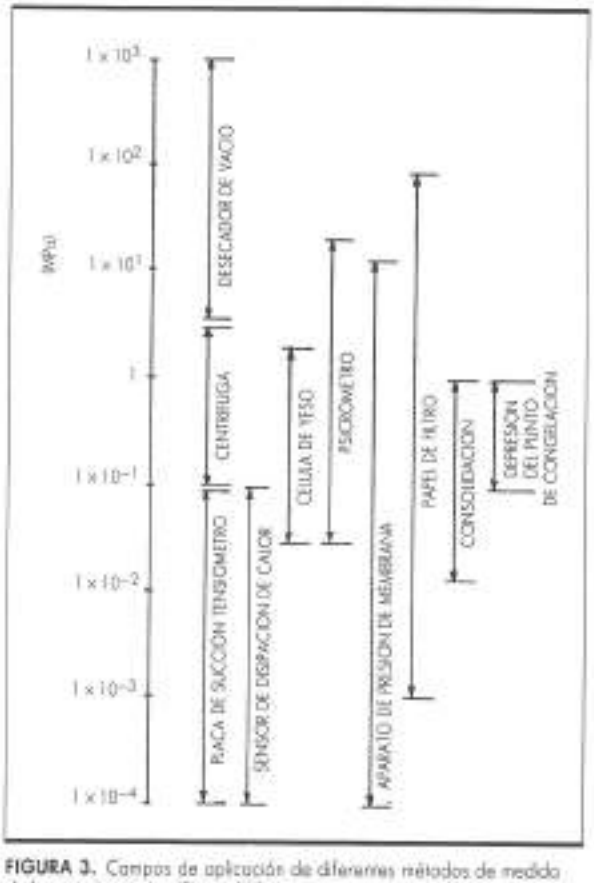

FIGURA 3. Campos de aplicación de diferentes métodos de medida de la succión capilar (Sáez, 1986).

concebidas por investigadores de la Ciencia del Suelo, aunque en ciertos casos han experimentado adaptaciones y perfeccionamientos por los geotécnicos. Estos tienen, de todos modos, una deuda que reconocer hacia la Ciencia del Suelo, y hay que recordar también que el mismo Schofield formó parte durante varios años del Comité que supervisaba las investigaciones del Laboratorio británico de Carreteras, a través del cual se introdujeron en la Geotecnia una gran parte de las mencionadas técnicas de medida.

LOS PROBLEMAS DEL INGENIERO CIVIL RESPECTO AL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS NO SATURADOS

Otro conjunto importante de teorías que utilizamos en Geotecnia es el de las que tratan del movimiento del agua en el suelo no saturado, que tampoco podemos describir aquí, por falta de tiempo, y que en su práctica totalidad hemos heredado de la Ciencia del Suelo, si exceptuamos la parte matemática, que hemos rapiñado de los tratados de transmisión de calor o de los de Ingeniería Química, en los capítulos que tratan de la difusión.

Nuestros desarrollos, ciertamente, son de los más complejos que pueden encontrarse en ese campo, porque el coeficiente que define la capacidad de transmisión del suelo, bien sea la permeabilidad o la difusividad, es enormemente variable, a veces hasta de siete órdenes de magnitud. Si esto se añade a que además se trata de fenómenos transitorios, el resultado es que casi siempre hay que recurrir a las soluciones numéricas y que, en ellas, hay que tomar todas las precauciones para asegurar la convergencia (Crank, 1965).

No es posible en este momento detenernos en esto. De lo que vamos a tratar ahora, en cambio, es de otros puntos de los que los investigadores de Ciencia del Suelo no se han ocupado más que de forma muy marginal Son cuestiones que han sido dejadas a nuestra responsabilidad, ya que constituyen precisamente el núcleo que interesa a la Ingeniería Civil: el comportamiento mecánico del suelo no saturado; su deformabilidad y resistencia.

LAS PROPIEDADES MECANICAS Y EL POTENCIAL CAPILAR

Como era de esperar, esto se intentó enfocar inicialmente como una extensión del caso de los suelos saturados, y las investigaciones se dirigieron a determinar cuál es la «presión efectiva» en un suelo no saturado, sin seguir la metodología matemática, que comienza siempre por establecer el «teorema de existencia».

Desgraciadamente, Bishop et al. (1961) consigue formar una expresión sencilla que ensambla bastante bien los datos experimentales de que se disponía en la fecha, que es la siguiente:

$$\sigma' = \sigma - U_a + \chi\,(U_a - U_w)$$

En ella se expresa que la presión efectiva, σ' es igual a la total, σ menos la presión del aire, o del gas, que llena una parte de los poros, U_a, más una fracción de la tensión capilar, que es la diferencia de presiones entre los dos lados del menisco que, en los poros, separa la fase gaseosa, es decir, U_a, de la fase líquida U_w.

Ciertamente esta expresión ha permitido resolver muchos casos prácticos, siempre con la dificultad de que el coeficiente χ es muy fuertemente variable, dependiendo, entre otras cosas, del grado de saturación, pero el efecto perjudicial que produjo es el de empujar al olvido la cuestión de la existencia de la presión efectiva, y, todavía más, el postular que el efecto de una fuerza exterior es sumable al de la tensión capilar, aún cuando sea afectado de un coeficiente.

La justificación de la fórmula de Bishop está en que si examinamos una sección del suelo la tensión capilar no se ejerce sobre toda el área (Fig. 4), sino tan solo sobre una fracción de la misma, que es la que corresponde al coeficiente χ.

Pero, como Jennings había señalado, la diferencia esencial está en que las fuerzas producidas por la tensión capilar se ejercen solo en los contactos. Mientras que las fuerzas exteriores tienden a provocar el deslizamiento o rodadura de unas partículas sobre otras, las fuerzas capilares tienden a fijar los puntos de contacto. Así, pues, durante la desecación de un suelo, se produce una retracción durante un primer período, que es cuando todavía existe continuidad en la fase líquido, cuya frontera funciona como una membrana que oprimiese el suelo desde el exterior.

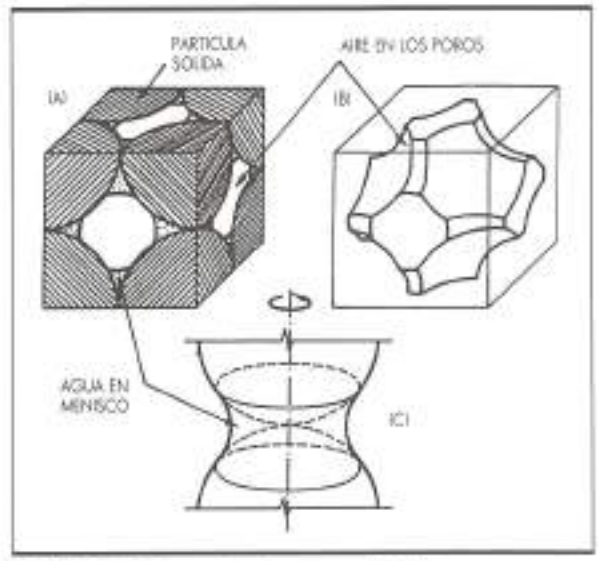

FIGURA 4. A) Elemento de suelo no saturado. B) Forma aproximada de un poro, suponiendo una disposición cúbica perfecta. C) Geometría del menisco de agua en un contacto (Gili y Alonso, 1988).

LA SUCCION, COMO PARAMETRO INDEPENDIENTE. LAS SUPERFICIES DE ESTADO

En su réplica a Jennings (Bishop y Blight, 1963), Bishop reconoce que, «puesto que los suelos no son materiales elásticos ideales, la equivalencia entre los cambios en presión intersticial y los cambios en presión total», según la ecuación por él establecida, «depende de la trayectoria de presiones seguida, y de la velocidad de aplicación; de otra manera se pueden producir errores, similares a los que ocurren cuando se aplica el principio de superposición a una estructura que no obedezca a la ley de Hooke». Pero insiste en que nada de esto invalida el principio de que existe una presión efectiva. Sin embargo, debemos tomar esto como una simple declaración de principio mal relacionada con los hechos, pues a continuación concluye que: «El principio de la presión efectiva puede ser aplicado a los suelos saturados sólo si se tiene en cuenta la trayectoria de la presión efectiva. En el caso de suelos parcialmente saturados no sólo hay que tener en cuenta la trayectoria de la presión efectiva, sino las trayectorias de sus dos componentes $(\sigma - U_a)$ y $(U_a - U_w)$.

Añadamos a esto que Bishop reconoce, en el mismo trabajo, que el valor de χ puede ser distinto según que tratemos de un problema de deformabilidad o de uno de resistencia, y veremos el débil respaldo que le queda al principio de la presión efectiva. Aitchison (1967) llega a decir que, dada la variabilidad de χ, tan solo se puede obtener un valor apropiado si se considera una única trayectoria de σ' y de $(U - U_a)$, y que por ello en realidad resulta superfluo el cuantificar dicho parámetro. El trabajo de Bishop tiene, por otra parte, importantes aportaciones, como cuando concluye: «... la ecuación de la presión efectiva (es decir, la por él planteada) puede ser usada con mucha menos dificultad en términos de resistencia al esfuerzo cortante, el cual está primordialmente controlado por las fuerzas intergranulares en el momento de la rotura, que en términos de cambio de volumen, donde la trayectoria de presiones es de la mayor importancia», afirmación que seguimos considerando válida en la actualidad.

Y, aparte de esto, presentó algunos resultados experimentales obtenidos, en el mismo laboratorio del Imperial College, por Matyas, representados tridimensionalmente, con los dos ejes independientes $(\sigma - U_a)$ y $(U - U_w)$ que, con un tercer eje para el que se ha tomado el índice de poros, e, como parámetro de estado, permiten la definición de una «superficie de estado», tal como con un desarrollo más completo, presentarán después Matyas y Radakhrisna (1968), lo que viene a ser, precisamente, el reconocimiento de la inexistencia de la «presión efectiva» como parámetro unitario independiente, aún cuando siempre puede seguirse hablando de ella como artificio de cálculo.

Ya Burland (1965), por otra parte, empleó la arriba mencionada representación tridimensional y, por supuesto, no ignoró lo que ella supone respecto al concepto de «presión efectiva», puesto que escribió, en el lugar citado (pág. 272): «Basándose en este razonamiento debe concluirse que, en un suelo parcialmente saturado, en el cual el agua se encuentra principalmente en los meniscos en los puntos de contacto entre los granos, un cambio en las tensiones aplicadas en el contorno no puede ser equivalente a ninguna función de un cambio en la presión del agua intersticial... Por esta razón aparece que no hay justificación para emplear el concepto de presión efectiva cuando se trata de problemas de cambio de volumen en suelos granulares parcialmente saturados. Ciertamente, el mismo empleo del término «presión efectiva» es una contradicción, puesto que implica que el comportamiento del suelo en cuestión puede quedar relacionado con una presión efectiva».

Frente a este concepto, hay que citar la muy adecuada denominación que da Lloret (1982) a las dos magnitudes $(\sigma - U_a)$ y $(U_a - U_w)$ a las que llama «presiones significativas», nombre que debería ser retenido.

El concepto de superficie de estado es de gran utilidad, y ha sido empleado por diversos investigadores hasta nuestros días, tales como Barden et al. (1969), Fredlund y Morgenstern (1976), Lloret (1982), Lloret y

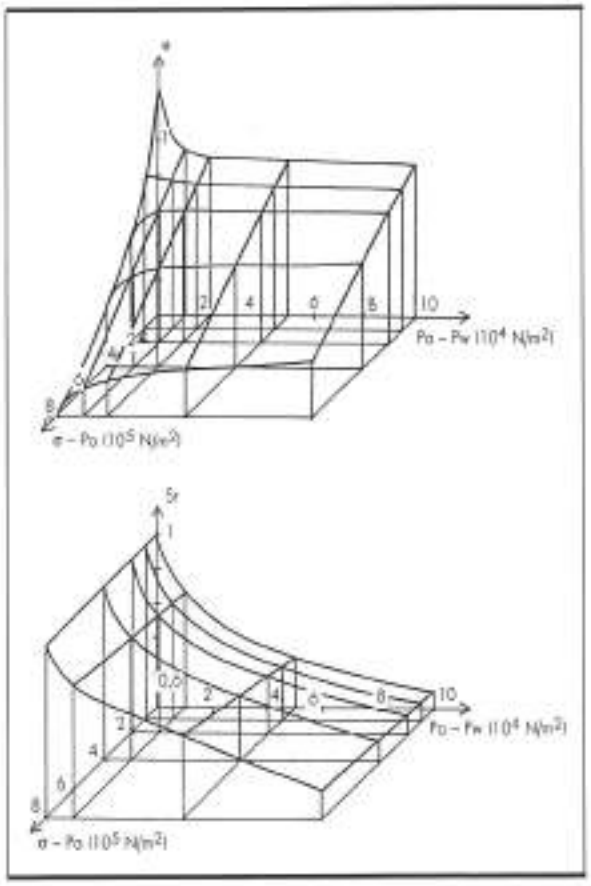

FIGURA 5. Superficies de estado de un caolín para un índice de poros inicial de 0,96 y un grado de saturación inicial de 54,3 % (Lloret, 1982).

Alonso (1985) (Fig. 5), Josa (1988), pero, a pesar de que con él queda bien clara la inexistencia de una tensión efectiva, la búsqueda de este parámetro continuó durante algún tiempo, como podemos ver en la tabla 1 tomada de Josa (1988). Tales intentos parecen, sin embargo, haber quedado hoy ya sobrepasados, y haber sido sustituidos por una profusa experimentación sobre las relaciones entre la succión, las presiones externas y un parámetro de estado que, en general, es el volumen específico, o alguna otra magnitud equivalente, aunque también se considera como interesante el grado de saturación, que controla, entre otras cosas, la permeabilidad al aire, y al agua y, como consecuencia, la velocidad de las transferencias de fluidos y de la consolidación.

En cierto modo, el contenido de humedad w puede cumplir un papel equivalente, pero su influencia ha de ser apreciada a través de funciones que dependen, por ejemplo, del volumen específico. Una variable que puede ser más útil es el contenido de humedad volumétrico, θ, que es el utilizado en todos los textos de Ciencias del Suelo, en lugar del relacionado con el peso de la materia sólida, que es el que usamos.

La importancia de una medida del contenido de humedad con relación al volumen de los poros del suelo es evidente, y es resaltada particularmente por Toll (1990), quien toma el grado de saturación como magnitud característica a la que refiere casi todos los resultados de su experimentación.

No queda demostrado, sin embargo, que su influencia sea más fundamental que el de otras variables que se han empleado, ya que la experimentación que Toll presenta está limitada a un suelo, y la utilidad de un parámetro es que pueda ser extrapolado con facilidad a materiales diversos.

LOS EDOMETROS CON SUCCION CONTROLADA

La relación entre la succión y las variaciones volumétricas del suelo es complicada, y es precisamente aquí donde queda de manifiesto con mayor claridad la inadecuación del concepto de presión efectiva.

Hagamos primero un breve repaso de los medios experimentales de que contamos para su estudio. Como en el caso de suelos saturados, el aparato más profusamente empleado es el edómetro. Inicialmente se empleó produciendo simplemente una succión en la piedra porosa inferior (Rengmark y Erikson, 1953; Alpan, 1957; Escario, 1965) por medio de una columna de mercurio o bomba de vacío, con lo cual la succión aplicada no podía llegar a 0,1 MPa. Posteriormente se ha empleado la succión osmótica (Zur, 1966; Peck y Rabbidge, 1966, 1969; Kassif y Ben Shalom, 1970, 1971), pero principalmente se ha recurrido al método de traslación de ejes, el cual consiste en aumentar artificialmente U_a, es decir, la presión del gas existente en los poros del suelo. Admitiendo que esto produce un aumento equivalente de U_w, podemos conseguir diferencias grandes de U_a respecto a U_w, es decir, tensiones capilares, aún con valores de U_w inferiores a las que producen cavitación. Esto puede conseguirse prácticamente de diversas formas, como, por ejemplo, colocando el aparato que deseamos usar dentro de una «célula de presión».

Escario (1967, 1969; Escario y Sáez, 1973) ha pues-

REFERENCIA	ECUACION	DESCRIPCION DE LAS VARIABLES
DONALD (1956)	$\sigma' = \sigma + p''$	p'': PRESION INTERSTICIAL DE AGUA BAJO LA ATMOSFERA
CRONEY ET AL. (1958)	$\sigma' = \sigma - \beta' \cdot p_w$	β': FACTOR DE UNION, MEDIDO COMO EL NUMERO DE UNIONES BAJO TENSION EFECTIVA CONTRIBUYENDO A LA RESISTENCIA DEL SUELO p_w: PRESION INTERSTICIAL DE AGUA
BISHOP (1959)	$\sigma' = \sigma - p_a + \chi \cdot (p_a - p_w)$	χ: PARAMETRO RELACIONADO CON EL GRADO DE SATURACION p_w: PRESION INTERSTICIAL DE AGUA p_a: PRESION INTERSTICIAL DE AIRE
AITCHISON (1961)	$\sigma' = \sigma + \Phi \cdot p''$	Φ: PARAMETRO ENTRE 0 Y 1 p'': PRESION INTERSTICIAL DE AGUA
JENNINGS (1961)	$\sigma' = \sigma + \beta \cdot p''$	β: FACTOR ESTADISTICO DEL MISMO TIPO QUE EL AREA DE CONTACTO, A MEDIR EXPERIMENTALMENTE EN CADA CASO p'': PRESION INTERSTICIAL DE AGUA
RICHARDS (1960)	$\sigma' = \sigma - p_a + \chi_m \cdot (h_m + p_a) + \chi_s \cdot (h_s + p_a)$	χ_m: PARAMETRO DE TENSION EFECTIVA PARA LA SUCCION MATRICIAL h_m: SUCCION MATRICIAL χ_s: PARAMETRO DE TENSION EFECTIVA PARA LA SUCCION DE SOLUTO h_s: SUCCION DE SOLUTO p_w: PRESION INTERSTICIAL DE AGUA p_a: PRESION INTERSTICIAL DE AIRE

TABLA 1. Propuestas de tensiones efectivas para suelos no saturados.

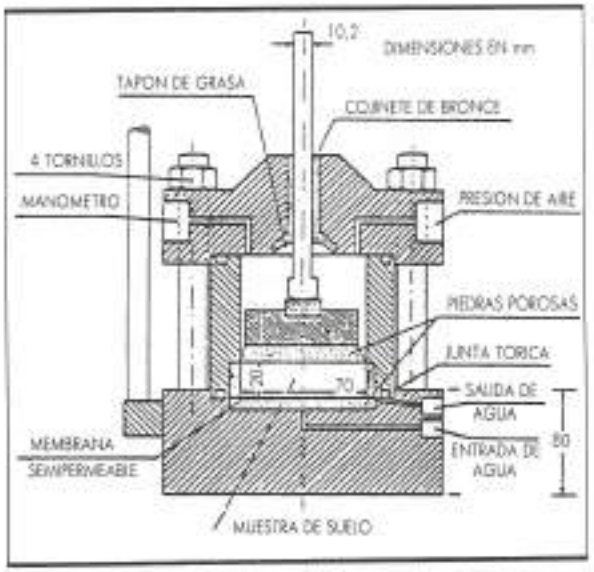

FIGURA 6. Edómetro de membrana de Escario, aplicando el principio de «traslación de ejes».

to a punto un aparato de esta clase (Fig. 6), que consiste en una célula dentro de la cual se coloca un anillo equivalente a un edómetro convencional, y a la cual se le ha dotado de un vástago y un pistón, con los cuales podemos aplicar a la muestra la presión vertical que deseemos. Cuéllar (1978) ha introducido un nuevo anillo dotado de bandas extensométricas para medir la presión lateral.

Posteriormente, se han construido otras células basadas en el mismo principio. En la figura 7 vemos la utilizada por Lloret (1982). Otras son las de Barden et al. (1969), Chang (1969), Aitchison y Woodburn (1969) Moore y Millar (1971), Fredlund y Morgenstern (1976) y Schreiner (1988), esta última también con medida de la presión lateral.

El método de «traslación de ejes» fue ideado por Hilf (1956) y ha recibido abundante comprobación experimental, pero con ciertas restricciones. La más importante se refiere a ser inaplicable cuando existe aire ocluido. Hilf supuso que un aumento de U_a no produce compresión alguna del esqueleto sólido, porque se conserva $(U_a - U_w)$. Pero esto es porque Hilf demostraba

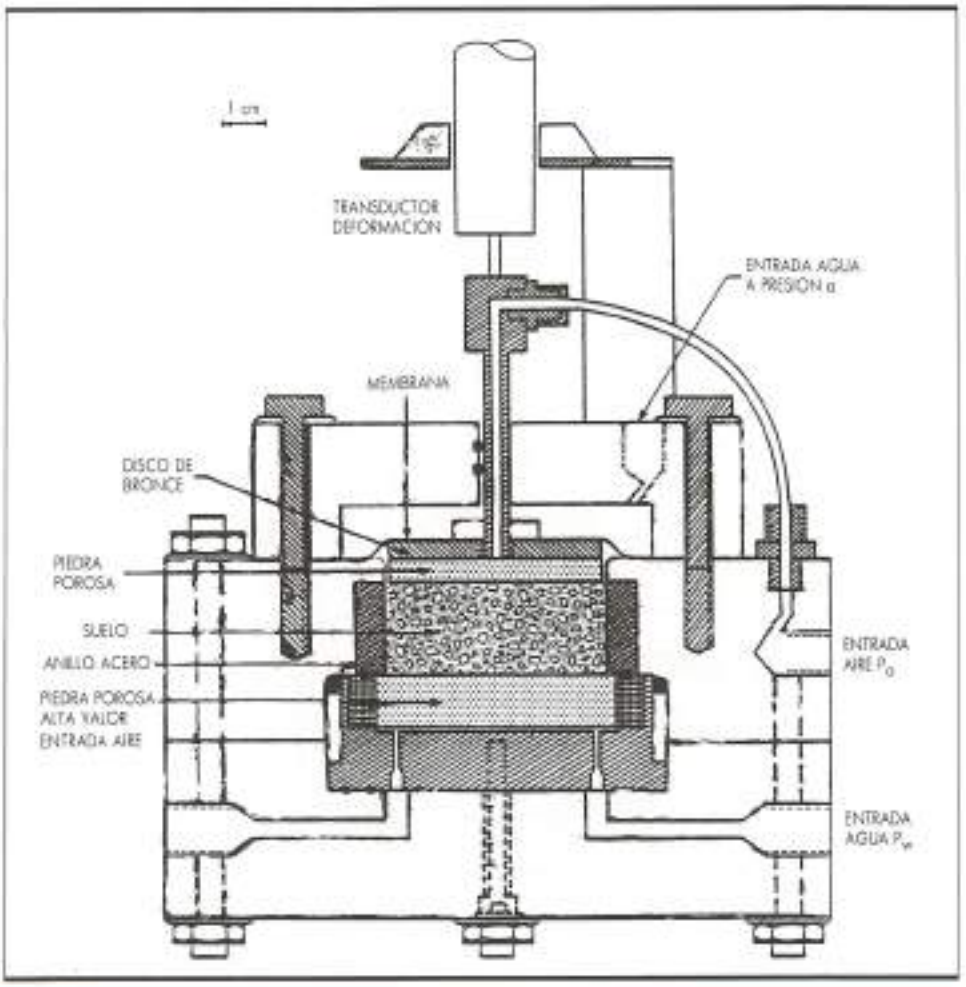

FIGURA 7. Edómetro de Lloret.

(erróneamente) que no pueden existir burbujas aisladas en el suelo, más que de manera muy transitoria, con lo cual la continuidad de la fase gaseosa la consideraba asegurada. Numerosos investigadores (Barden, 1965; Schuurman, 1966; Fredlund, 1976; Barends, 1979; Bocking et al., 1990) han demostrado que esto no es así, y además, que la transferencia de aire de unas burbujas a otras, o al exterior, por disolución y difusión dentro del agua intersticial, es mucho más lenta de lo que Hilf supuso. Esto puede ser debido a la tortuosidad e irregularidad de los canalículos formados por los poros, pero también muy probablemente por el estado de una parte del agua intersticial, bajo la influencia de la superficie de las partículas, con movilidad molecular disminuida.

Otra posible restricción a este método deriva del hecho de que, de acuerdo con la ley de Henry, la cantidad de gas disuelto aumenta con la presión, y no se ha demostrado que esto no afecte a las propiedades del fluido.

Con todo, este método ha demostrado ser muy útil para estudiar la influencia de tensiones capilares medias hasta succiones del orden de 10 MPa.

Para las succiones muy elevadas, de todas formas, tiene sus dificultades, al menos prácticas. Por ello, Esteban y Sáez (1988) han construido un nuevo edómetro, basado en el equilibrio con una atmósfera de humedad controlada (Fig. 8) mediante una solución que proporciona una presión de vapor determinado, tal como se hace en un desecador de vacío. De esta forma, pueden llegar a producir succiones de 200 MPa, es decir, de pF = 6,3, por encima de lo que puede producirse en un suelo natural durante una prolongada sequía.

LA COMPRESIBILIDAD DEL SUELO NO DRENADO

La mezcla de aire y agua es compresible, hasta el punto de que ya con un coeficiente de saturación de 0,9, su compresibilidad puede ser comparable a la del esqueleto sólido del suelo (Barenda, 1979).

Se produce así una distribución de las cargas externas aplicadas, entre el esqueleto y el fluido, de una forma compleja que puede esquematizarse según la figura 9 (Lloret, 1982). La compresión del suelo, que provoca cambios en la configuración de los poros, y el aumento de presión del fluido, con la consiguiente disolución de una parte del aire ocluido, si lo hubiera, modifican tanto la rigidez del esqueleto como la compresibilidad del fluido, lo que influye a su vez sobre el mencionado reparto.

Hilf (1956) hizo un primer estudio sobre este tema, pero sin profundizar en las complejidades que se presentan, particularmente, en el proceso de rigidización del suelo. Los autores antes citados, como Schuurman (1966), Barends (1979) y Hasan y Fredlund (1980), han insistido sobre este problema, pero aquí vamos a detenernos sobre los resultados de la experimentación de Lloret (1982) (ver también Alonso y Lloret, 1982).

Después de demostrar que la influencia de la compresibilidad del agua puede despreciarse, este autor llega a la siguiente expresión:

$$\frac{d\,(U_a - U_w)}{d\,(\sigma - U_a)} = \frac{n\dfrac{\delta S_r}{\delta\,(\sigma - U_a)} + \dfrac{S_r}{1-n}\dfrac{\delta n}{\delta\,(\sigma - U_a)}}{n\dfrac{\delta S_r}{\delta\,(U_a - U_w)} + \dfrac{S_r}{1-n}\dfrac{\delta n}{\delta\,(U_a - U_w)}}$$

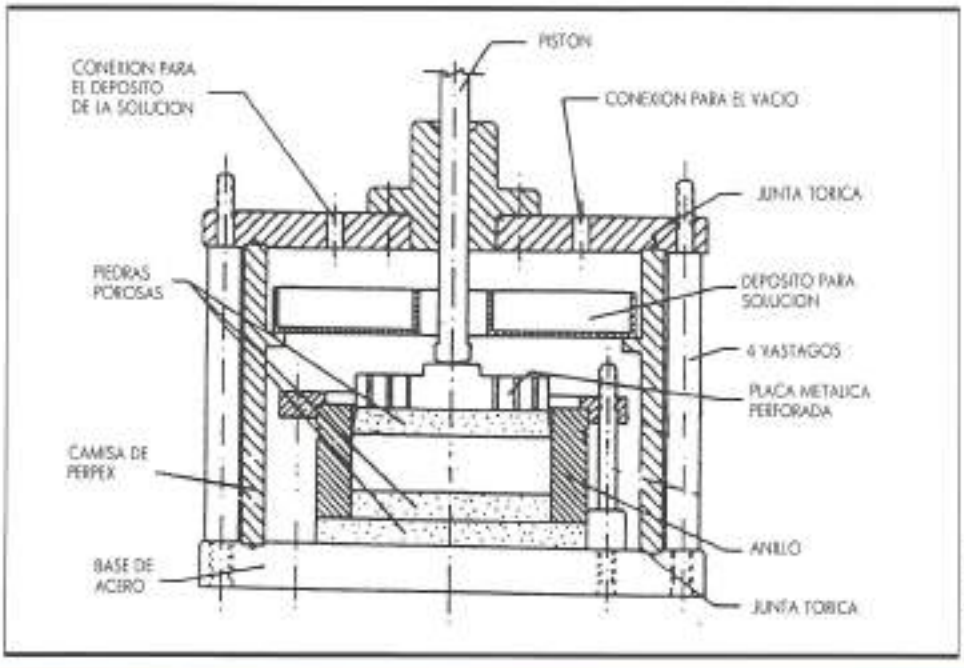

FIGURA 8. Edómetro de Esteban y Sáez (1988), con control de la presión parcial del vapor, por medio de una solución acuosa.

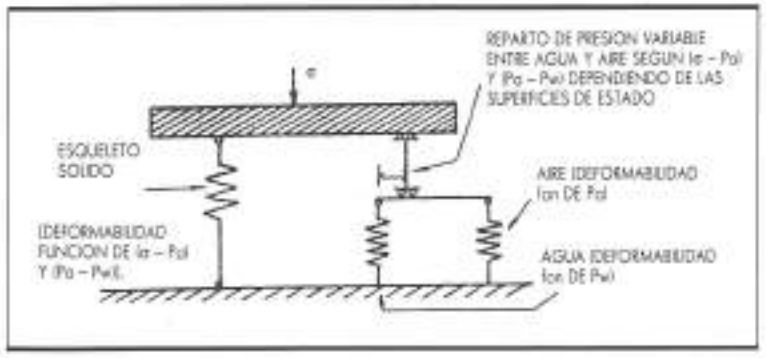

FIGURA 9. Esquema del comportamiento de un suelo ante una compresión en condiciones no drenadas (Lloret, 1982).

En esta expresión, $\delta Sr/\delta (\sigma - U_a)$ es siempre positivo y $\delta n/\delta (\sigma - U_a)$ siempre negativo. En el denominador $\delta Sr/\delta (U_a - U_w)$ es siempre negativo y $\delta n/\delta (U_a - U_w)$ es positivo cuando el suelo colapsa y negativo cuando hincha, lo que depende, aparte de la succión, de las cargas exteriores aplicadas.

De esto, y de los datos de su experimentación sobre un caolín comercial común, recogidos en las superficies de estado de la figura 5, se deducen las trayectorias representadas en la figura 10, en las que se describe la evolución de la succión del suelo cuando aumenta la carga externa aplicada.

Con referencia a la fórmula arriba escrita, recordemos que el segundo sumando del numerador es negativo. Cuando $\delta n/\delta (\sigma - U_a)$ es grande, la suma es negativa, y la succión decrece al aumentar la carga, como vemos en la figura. Pero la compresibilidad va decreciendo con la carga, y para valores altos de ésta puede ocurrir que la succión se estabilice o incluso que aumente.

En la figura 10 vemos, pues, que a partir de aproximadamente 0,3 MPa no se reduce la succión al aumentar la carga externa, e incluso, a partir de 0,4 MPa, aquélla puede aumentar. Otra interesante consecuencia es que mediante la aplicación de una carga en condiciones no drenadas, no es posible llegar a la saturación si el grado de saturación inicial es suficientemente pequeño ($Sr < 0,8$, en el caso analizado).

Otro resultado de este análisis llevado a cabo por los autores mencionados es el de la figura 11 en la que se representan las deformaciones conseguidas por la apli-

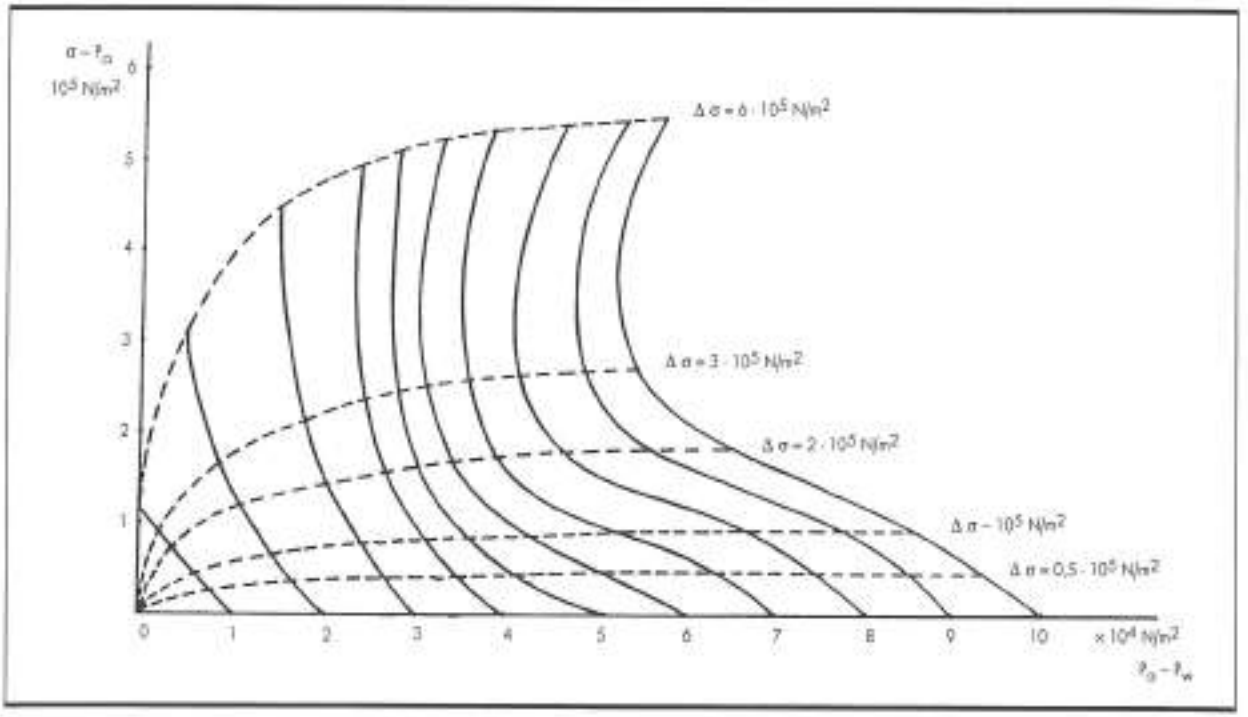

FIGURA 10. Evolución de la succión en un suelo comprimido en condiciones no drenadas, para distintas succiones iniciales (Lloret, 1982).

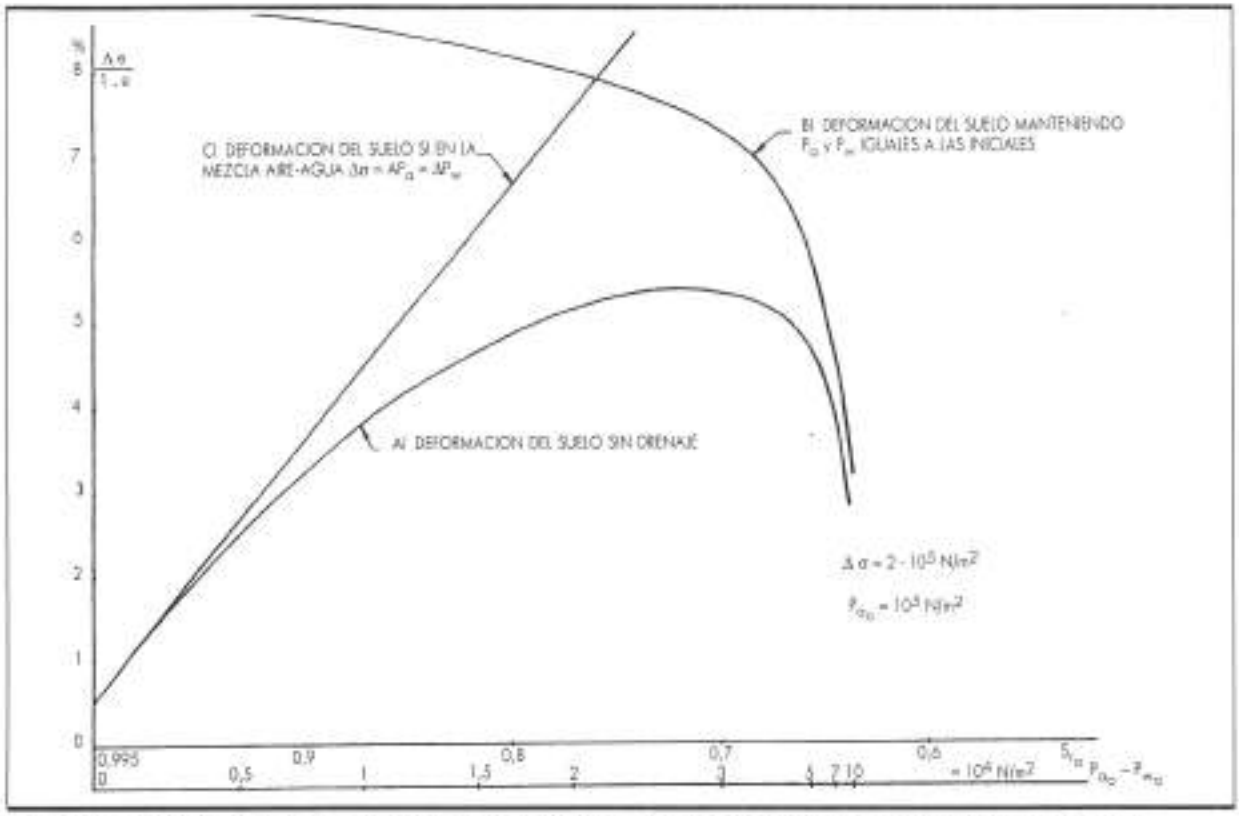

FIGURA 11. Deformación del suelo, causada por una compresión de 2 MPa, en función de la succión inicial: A) En condiciones no drenadas. B) Suponiendo que las presiones del aire y del agua se mantuvieron constantes. C) Suponiendo que la succión se mantuviera constante. Obsérvese la semejanza de esta última curva con las del ensayo de Proctor (Lloret, 1982).

cación de una carga estática, sobre el suelo estudiado, en función del grado de saturación. Se representa también la compresibilidad del esqueleto del suelo (que disminuye mucho para $Sr < 0{,}68$) y la de la mezcla de agua y aire. Como resultado, la curva de deformabilidad del suelo tiene una gran semejanza con la típica del ensayo de Proctor, aún cuando el tipo de compactación es diferente.

Otros casos, con terrenos de granulometría más extendida, o bien en estado natural, en el que se pueden encontrar microestructuras más complejas, pueden proporcionar otros resultados. En especial, tiene que tener una gran influencia la propensión del terreno al colapso estructural, sobre el cual sabemos todavía muy poco, y que cada vez está más claro que gobierna una amplia gama de aspectos del comportamiento de los suelos.

EL COLAPSO

Como antes hemos dicho, una parte importante de los conocimientos que hoy se tienen sobre los suelos no saturados han venido a través del estudio de las arcillas expansivas, pero otra parte procede del de los suelos colapsables. Estos fueron durante mucho tiempo tratados como un fenómeno aparte, prácticamente limitado a ciertos suelos de deposición eólica, como el loess y las arenas sudafricanas.

Más tarde se incorporan los suelos residuales (Vargas, 1974) y también los suelos compactados del lado seco.

En California se encuentran suelos colapsables en las áreas cubiertas por hojas de inundación y en conos de deyección de ríos torrenciales, y otro tanto ocurre en España (Romana, 1987).

Actualmente, el colapso se considera como un fenómeno que puede presentarse en casi cualquier suelo, en determinados estados del mismo, y su estudio ha contribuido mucho a un mejor conocimiento de algo que sabíamos desde el principio: que el suelo es un pseudosólido rigidizable; pero no habíamos profundizado suficientemente sobre las razones físicas de esa rigidización.

El interés por el colapso se ha despertado, indudablemente, por la puesta en riego de amplias zonas semidesérticas. Como viene a decir Dudley (1970), cuando el agua se trae en odres de piel de cabra a lomos de jumento, no hay problemas de colapso, y no solo porque el

agua es poca, sino porque no se desperdicia ni una gota. Pero el día en que el agua llega por un canal, es diferente; empezando porque es el propio canal el que experimenta las subsidencias.

Pero si éste ha sido el aspecto práctico de la cuestión, el colapso ha adquirido una significación teórica muy generalizada, ya que constituye el proceso mismo de rigidización, que es, a su vez, lo que diferencia un suelo de un sólido verdadero.

La estructura de un suelo saturado, pues, también colapsa de una manera que, en general, es progresiva, pero a veces no lo es: la licuación bajo cargas dinámicas no es más que un colapso, abortado en su manifestación de cambio volumétrico por la dificultad de expulsar el agua de los poros.

En un modelo simplificado, es posible estudiar matemáticamente el colapso, lo cual nos ayuda a comprenderlo y a interpretar mejor los datos experimentales. Rodríguez Ortiz había conseguido producir mediante computadora la estructura aleatoria de un suelo seco compuesto por partículas esféricas de una composición granulométrica determinada y estudiado su evolución bajo la influencia de cargas exteriores (Rodríguez Ortiz, 1974; Serrano y Rodríguez Ortiz, 1976). Gili y Alonso (1988) han ido más allá, incorporando la deformabilidad de las partículas, aun cuando de un modo simplificado, e introduciendo las condiciones del suelo con un grado de saturación muy bajo, cuando el agua se encuentra en su totalidad en forma de meniscos en los puntos de contacto (Fig. 4) introduciéndose también las condiciones de transferencia de humedad entre los meniscos que pudieran encontrarse bajo valores de succión diferentes. El modelo que expresa la resistencia y deformación en los contactos se representa en la figura 12.

Un ejemplo, llevado a cabo con un modelo de suelo equivalente a limo fino (diámetro medio, 4×10^{-3} cm), suponía una succión inicial de 90 KPa, y una presión externa uniforme de 10 KPa. Si saturamos la muestra,

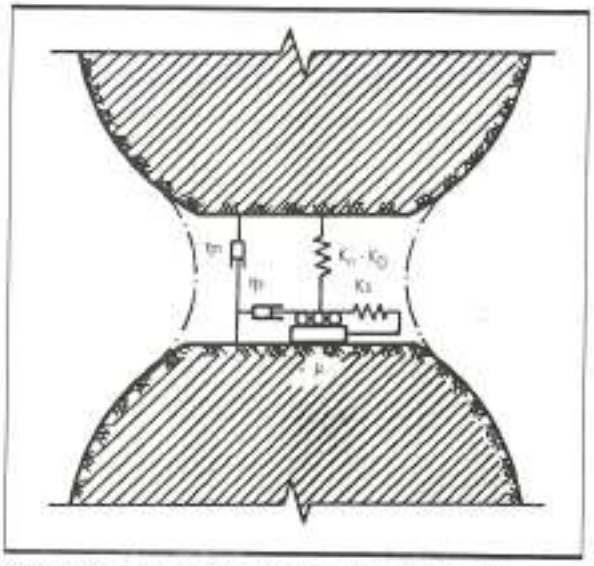

FIGURA 12. Representación esquemática del comportamiento reológico de los contactos mecánicos entre partículas (Gili y Alonso, 1988).

haciendo desaparecer la succión, sin variar la presión externa, se produce el colapso indicado en la figura 13 en donde se representa la reducción del tamaño y volumen total de los poros.

El proceso de colapso, con todo, tiene mayores complejidades. En primer lugar, muchos de los suelos colapsables están más o menos cementados. La mayor parte de los loess tienen cementación con carbonato cálcico. En España tenemos abundantes limos colapsables cementados con sulfato cálcico (Faraco, 1972; Jiménez Salas et al., 1973). Los suelos residuales son muy frecuentemente colapsables, y su cementación proviene de hidróxidos.

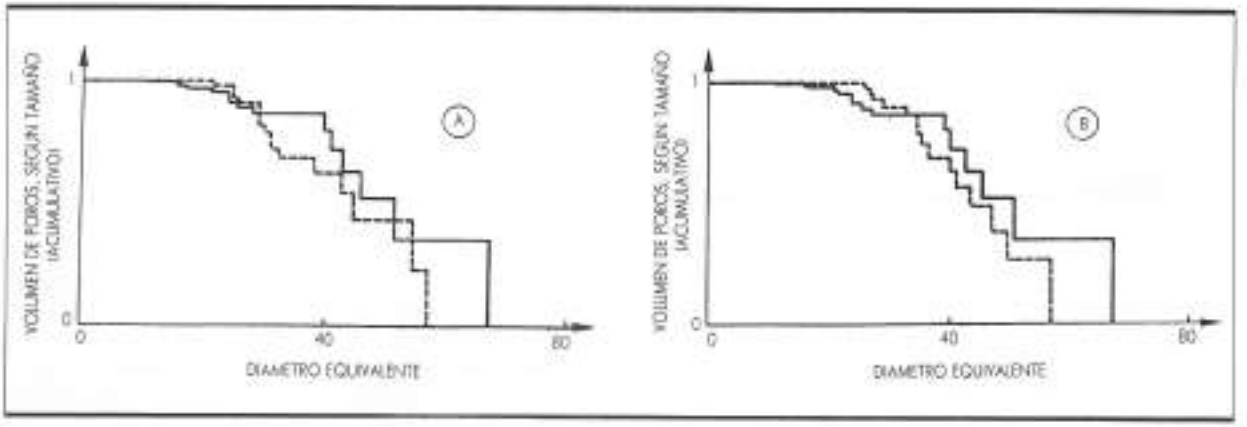

FIGURA 13. Modificaciones en la distribución acumulativa del volumen de poros, clasificados según su tamaño, en un modelo matemático de suelo granular: A) Bajo una compresión isótropa. B) Bajo una compresión anisótropa.

LA ESTRUCTURA MICROSCOPICA

Pero, aparte de esto, en suelos arcillosos, las interacciones entre las partículas son en buena parte de naturaleza fisicoquímica, lo cual da origen a microestructuras complicadas que condicionan el comportamiento del suelo. Según Collins (1984), la microestructura es un factor importante en el hinchamiento de los suelos, debiendo incluirse en este concepto la mineralogía de la arcilla, el contenido en la misma, interacción y cementación entre las partículas y microfábrica. Realmente, al término «microestructura» suele aplicarse tan solo a esta última característica, que, aún así, es de gran significación.

La importancia de la microestructura fue ya señalada por Seed y Chan (1959), en suelos no saturados (en su versión más universalmente difundida, que son los suelos compactados). Barden y Sides (1970) vuelven sobre el asunto con una experimentación mucho más extensa y, refiriéndose al distinto comportamiento de los suelos compactados del lado seco o húmedo de la humedad óptima, escriben: «Sin embargo, el principal problema práctico que se encuentra está asociado al fenómeno de colapso. Se pensaba originalmente que éste estaba restringido a las arenas, los limos y los loess, pero se ha sugerido que puede verificarse también en arcillas. El fenómeno está muy extendido, y sea cual fuere el tipo del suelo parece que el mecanismo básico es el mismo. Así, pues, para que se produzca un colapso significativo se requiere una estructura floja o abierta, a la cual se le aplique un esfuerzo $(\sigma - U_a)$ suficiente para desarrollar su inestabilidad potencial. Se precisa además que se encuentre bajo una succión $(U_a - U_w)$ suficiente para proporcionar a la estructura del suelo una rigidez temporal, y la disminución de esta succión por humedecimiento lleva al colapso».

Durante los once años transcurridos desde la publicación de Seed y Chan y la de Barden y Sides había ocurrido un hecho importante: la introducción del microscopio electrónico de barrido (SEM) con el cual podemos ver las estructuras que Seed y Chan intuyeron. Desde aquella época se han multiplicado los trabajos en los que se ha recurrido a este medio y hoy sabemos mucho más acerca de ellas. Sin entrar en detalles, vemos en la figura 14 (Theofanopulos, 1985) una arcilla del Keuper apisonada del lado húmedo, con las láminas de arcilla ordenadas paralelamente según una disposición fluidal, rodeando las partículas más gruesas. El grado de saturación es elevado, superior al crítico. Los cambios de volumen, en función del contenido de humedad, son en un suelo como éste continuos, y debidos al engrosamiento de las capas de agua fijada en la superficie de las partículas o incluso introducida en su misma red atómica.

Un suelo apisonado del lado seco tiene, en cambio, una estructura aglomerada (Fig. 15). Las partículas de arcilla se han agrupado en unidades que han recibido distintos nombres en inglés, según los autores, tales como «peds», «packets» y «dominions». Vamos a llamarles «glomérulos», aunque quizá fuera mejor llamarles «grumos», o también con una palabra muy clásica: «glebas», si bien es cierto que ésta corresponde más bien a terrones de arcilla consecuencia de una división mecánica incompleta, tal como la producida por el arado, caso que no corresponde al que tratamos.

La estructura aglomerada es, como vemos en la figura, compleja. Los glomérulos se interponen entre las partículas más gruesas, originando una estructura floja. La del mismo glomérulo, sin embargo, debe de ser compacta, y en su interior los poros son muy pequeños. Por esto mismo, la tensión capilar que son capaces de resistir, sin que el aire entre en ellos, es muy elevada, lo cual, unido a los fenómenos de adsorción en la superficie de las partículas, hace que, con toda seguridad, aun en condiciones ambientales de gran sequedad, se encuentren saturados (Alonso, Gens y Lloret, 1990 b), si bien con la capa doble iónica que rodea las partículas muy deprimida y con una presión osmótica muy considerable.

FIGURA 14. Estructura de una arcilla del Keuper de Salinas de Medinaceli (España), apisonada del lado húmedo (según Theofanópulos, 1985. Microfotografía SEM por el Dr. C. Barba, CEDEX).

FIGURA 15. La misma arcilla de la figura 14, apisonada del lado seco.

Por ello, la adición de agua es recibida rápidamente en el interior de los glomérulos, con lo cual éstos se ablandan, debilitando las interconexiones entre las partículas más gruesas, lo cual lleva al colapso. Determinaciones de porosimetría efectuadas por distintos autores (Sridharan et al., 1971; Juang at al., 1986) han demostrado, en efecto, que la disminución de volumen se produce por completo a costa de la desaparición de poros gruesos, los que corresponden a los arreglos entre las partículas gruesas, mientras que los glomérulos arcillosos experimentan hinchamiento.

Vemos, pues, que hinchamiento y colapso son dos fenómenos de naturaleza diferente, en cierto modo independientes entre sí, pero coexistentes en muchos suelos. Su participación en los cambios volumétricos varía según los casos, y gradualmente. En la figura 16, debida a Escario y Sáez (1973), vemos cómo, al disminuir la succión, el suelo inicia el hinchamiento, para terminar colapsando cuando la succión llega a ser suficientemente pequeña.

La estructura aglomerada se encuentra en los suelos apisonados del lado seco, pero porque proviene del suelo natural. La escasa humedad no ha sido capaz de ablandar los glomérulos de forma que el apisonado haya sido capaz de destruirlos. Este tipo de estructura se encuentra originalmente, en efecto, en muchos terrenos arcillosos de sedimentación marina: la arcilla, suspendida en el agua de los ríos, floculó al entrar en contacto con el agua del mar. La compresión subsiguiente a la sedimentación sucesiva comprimió las flóculos, pero respetó su individualidad. Esto ocurrió con particular intensidad en la arcilla representada en las figuras 15 y 16, puesto que el Keuper se formó en condiciones de deposición en aguas con un contenido salino muy elevado.

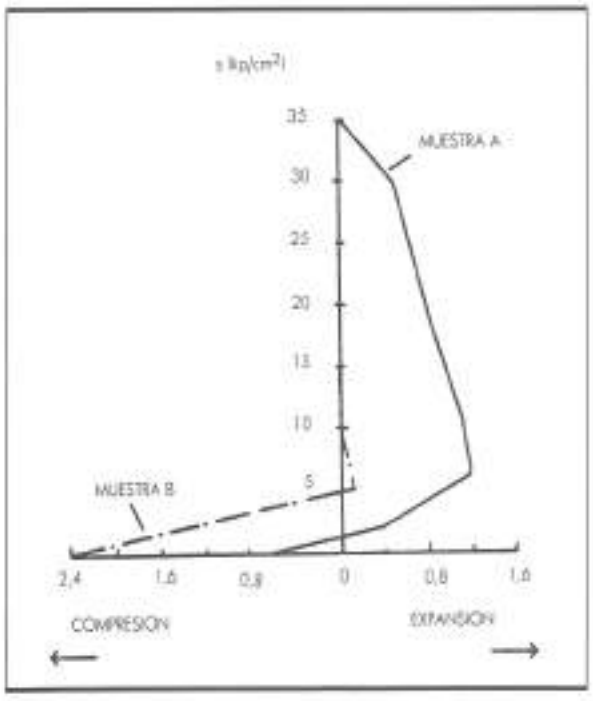

FIGURA 16. Hinchamiento inicial y colapso progresivo posterior de dos muestras de arcilla gris de Madrid, compactadas con diferente humedad inicial, durante el proceso de saturación (Escario y Sáez, 1973).

Collins y McGown (1983) han sugerido, sin embargo, que hay arcillas marinas muy sobreconsolidadas en las que las altas presiones han roto todas las estructuras agregadas y los conectores capaces de producir colapso, y que, por lo tanto, presentan un «comportamiento expansivo puro», es decir, que no son capaces de experimentar colapso al saturarse, sea cual fuere la presión exterior aplicada.

Esto es perfectamente concebible, puesto que otro fenómeno conocido es la disminución del colapso conforme crece la presión externa previamente aplicada, lo cual fue señalado ya por Stefanoff (1961) en el loess centroeuropeo, por Milton Vargas (1974) en suelos residuales brasileños y más recientemente por Yudhbir (1982) y Maswoswe (1985) en suelos residuales y compactados, respectivamente.

En los suelos compactados del lado seco este fenómeno se produce en grado muy diverso, y muchas veces con presiones más elevadas de las que habitualmente pueden interesar al ingeniero. En cuanto a los compactados del lado húmedo, su estructura corresponde ya inicialmente a la de «suelo expansivo puro».

En los compactados en condiciones reales de obra, y del lado seco, el comportamiento colapsable se encuentra muchas veces exaltado por una macroestructura mucho más grosera que la microscópica de que estamos hablando: los medios de excavación fragmentan el material en terrones, muchas veces de varios centímetros de tamaño (a los que sí corresponde con toda propiedad el nombre de glebas) que la compactación no llega a soldar totalmente (Benson y Daniel, 1990). El ablandamiento de los terrones produce un colapso, al rellenarse los macroporos remanentes. En cierto modo, se trata del mismo fenómeno, pero a otra escala, y con un origen diferente.

LA RESISTENCIA

La medida de la resistencia de los suelos no saturados se ha efectuado mediante una gama de aparatos variada, casi tan extensa como la de los empleados para suelos saturados. Por supuesto, todos los aparatos convencionales han sido empleados con suelos no saturados, comenzando por la compresión simple, pero ahora nos estamos refiriendo solamente a aquellos que permiten controlar la succión o al menos medirla.

Uno de los más usados es el triaxial (Alpan, 1967; Bishop y Donald, 1961), pero aparte de otras dificultades, tiene el del largo tiempo necesario para alcanzar el equilibrio, cuando se emplea para succiones elevadas en las que haya que contar con la transferencia en estado de vapor. Por ello, su aplicación se ha limitado a succiones relativamente modestas.

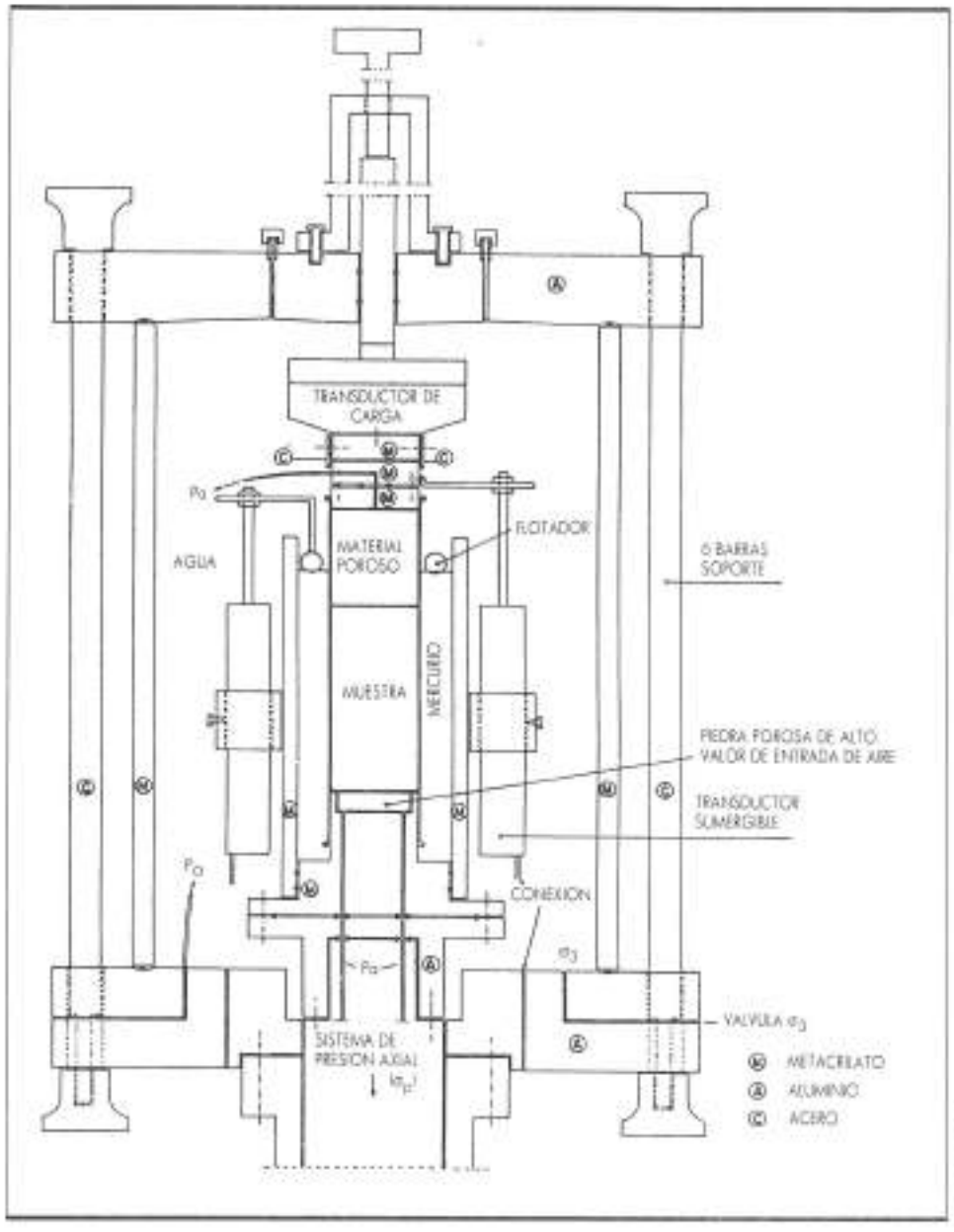

FIGURA 17. Célula del aparato triaxial para suelos no saturados, utilizado por Josa (Universidad Politécnica de Catalunya).

Versiones modernas de este aparato han sido llevadas a cabo por Verbrugge (1978), Escario (1980), Edil et al. (1981, 1984), Maswoswe (1986), Schreiner (1987) y Toll (1988). En la figura 17 se representa la empleada por Josa et al. (1987) y Jopsa (1988), que es una realización perfeccionada del de Bishop. La probeta está rodeada de mercurio, con lo que se evita la transferencia de vapor a través de las membranas elásticas, muy difícil de evitar de otra manera. La medida del nivel del mercurio proporciona, por otra parte, las variaciones de volumen de la probeta. Las succiones mayores para las que este aparato se ha empleado han sido de 0,1 MPa.

Aparte de otras consideraciones, la dificultad de asegurar el equilibrio de humedad antes de comenzar el ensayo, y también durante la rotura, cuando aplicamos succiones elevadas, llevó a Escario (1980, 1989) a construir un aparato de corte directo situado en el interior de una célula de membrana (Fig. 18). De esta manera, pueden emplearse hasta succiones de 15 MPa (pF = 5,18) si se emplea efectivamente una membrana semipermeable de celulosa, o bien de 1,5 MPa (pF = 4,18) si se emplean las piedras porosas de grano más fino entre las que se fabrican. El menor espesor de la muestra hace que el problema del equilibrio de humedad quede muy reducido. En una serie de ensayos con

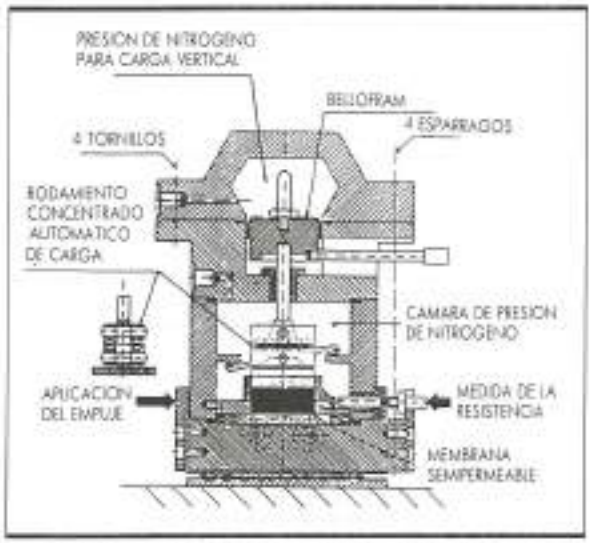

FIGURA 18. Aparato de Escario de corte directo con succión controlada (Escario, 1969).

una arcilla de plasticidad media se comprobó que bastaban cuatro días para alcanzar el equilibrio previo y que, después, era posible aplicar una velocidad de corte de 0,0016 mm/min. sin que se produjese un gradiente importante de humedad entre el plano de corte y el resto de la probeta. Siguiendo estas ideas básicas, Gan y Fredlund (1988) han construido un aparato parecido, al cual han añadido la posibilidad de aplicar cargas alternativas.

Otro ensayo que permite estimar la resistencia de un suelo, aunque de forma mucho más indirecta, pero más sencilla y rápida, es el de penetración. Escario (1980) construyó también otro aparato que, bajo el mismo procedimiento, permite efectuarlo bajo succión controlada (Fig. 19), posibilidad que ha sido aprovechada extensamente por Thomé (1990) para hallar correlaciones entre

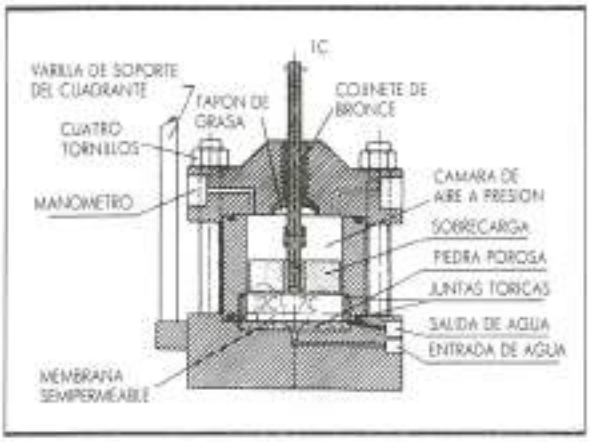

FIGURA 19. Aparato de Escario para ensayo de penetración con succión controlada (Escario, 1980).

la succión y la resistencia, y también la deformabilidad de unas arcillas. Toll (1988) ha utilizado, bajo el mismo principio, un aparato de grandes dimensiones, que le ha permitido hallar el CBR, pero aplicando succiones solamente hasta de 0,5 MPa (pF = 3,70).

Como anteriormente se ha dicho, la resistencia de estos suelos no presenta tantas complejidades como la deformabilidad, al menos si nos conformamos con examinar tan solo el esfuerzo último de rotura, en el cual hay que esperar que la microestructura original haya sido ya destruida.

Por todo esto, Fredlund (1987 a) ha podido establecer una fórmula muy sencilla, que ha tenido una aplicación práctica relativamente extensa en zonas de clima templado.

$$\tau = c' + (\sigma_n - U_a) \tan \Phi' + (Ua - U_w) \tan \Phi^b$$

donde Φ' es el ángulo de rozamiento interno en su acepción corriente, y Φ^b un ángulo definido por Fredlund como ángulo de resistencia al corte inducida por la tensión capilar matricial.

Fredlund admite, pues, una ley lineal entre succión matricial y resistencia, con lo que viene a coincidir en los resultados con los de la aplicación de la ley de Bishop con un χ constante.

Esto, sin embargo, no puede aceptarse más que como una aproximación válida para un intervalo reducido de succiones, tal como lo demostraron Escario y Sáez (1986). El mismo Fredlund, más tarde (1987) ha rectificado, primero en el sentido de que, para succiones muy bajas, la pendiente es más fuerte, aproximándose asintóticamente Φ^b al valor de Φ', con lo que viene a admitir la validez de la misma ecuación que para los suelos saturados, para succiones inferiores al valor del de «entrada de aire», como ya lo habían indicado Aitchison y Donald (1956) cuando definían los suelos «cuasisaturados».

En una zona media la ecuación de Fredlund es aplicable en la práctica. Para tener alguna noción de las proporciones relativas de Φ' y Φ^b, Fredlund aporta experimentos propios, y también reinterpreta ensayos publicados por diversos autores. Así, pues, de unos datos de Bishop et al. (1960) obtiene los valores que se muestran en la tabla 2.

El coeficiente de correlación se refiere a la determinación de Φ'.

Y de otros ensayos publicados por Satija (1978), sobre la arcilla de Dhanauri, unos con ensayos triaxiales consolidados drenados (CD) y otros consolidados, y luego con contenido de agua constante (CW), extrae lo mostrado en la tabla 3.

Los resultados de Escario, para la arcilla gris de Madrid, le resultan más difíciles de interpretar a Fredlund, precisamente porque en ellos resalta la falta de linealidad, pero aproximadamente llega a los valores de $\Phi' = 22{,}5°$ y $\Phi^b = 16{,}1°$.

De todos estos datos, por otra parte, hemos sacado la razón tan Φ^b/tan Φ', que es la que hemos denomina-

TIPO DE SUELO	c' (KPa)	Φ' (GRADOS)	Φ^b (GRADOS)	CORRELAC.	RT.
ARGILITA COMPACTADA w = 18,6	15,8	24,8	18,1	0,970	0,71
ARCILLA GLACIAL CON BOLOS	9,6	27,3	21,7	0,974	0,77

TABLA 2.

CONDICIONES DEL ENSAYO	c' (KPa)	Φ' (GRADOS)	Φ^b (GRADOS)	CORRELAC.	RT.
CD: Yd = 15,5 kN/m³ w = 22,2 %	37,3	28,5	16,2	0,974	0,54
CD: Yd = 14,5 nK/m³ w = 22,2 %	20,3	29,0	12,6	0,963	0,40
CW: Yd = 15,5 kN/m³ w = 22,2 %	15,5	28,5	22,6	0,992	0,77
CW: Yd = 14,5 kN/m³ w = 22,2 %	11,3	29,0	16,5	0,971	0,53

TABLA 3.

do *Rt*, y que figura en la última columna, siendo 0,70 para el caso de la arcilla gris de Madrid, y 0,68 de media para los siete valores reseñados, lo cual puede servir para hacer alguna estimación en casos determinados.

Los datos de Escario y Sáez, con todo, demuestran (Figs. 20, 21) que la función indicada está claramente alejada de la linealidad en todo el campo, tendiendo hacia una asíntota horizontal, y que incluso parece tener un pequeño descenso para succiones muy elevadas. Esto puede justificarse teóricamente, ya que, al desaparecer el agua y los meniscos, deja de existir la tensión capilar, lo cual es bien claramente perceptible en las arenas, aunque en las arcillas es dudoso, ya que las últimas capas de agua adsorbida en la superficie de las partículas no son expulsadas en las condiciones naturales ni aún con la sequía más rigurosa. Escario y Sáez, pues, dudan si este descenso de resistencia que han medido es real o quizá se deba a un efecto experimental secundario.

Pero lo que quedó claro es que no puede aceptarse la linealidad para succiones que, aunque elevadas, están todavía en el campo de las que se presentan en casos reales, por ejemplo, para pF > 4, lo que no está muy lejos del límite plástico, e incluso está por encima de él, en suelos muy activos.

Por estas razones, Fredlund ha rectificado (1987, 1989) reconociendo que al menos algunos suelos muestran una curva de resistencia claramente no lineal y recomendando en estos casos diversos métodos de ajuste.

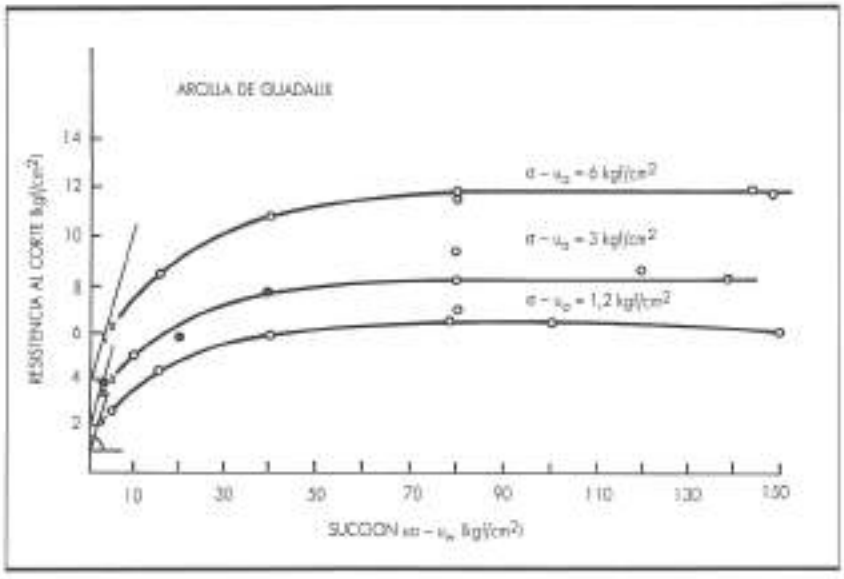

FIGURA 20. Resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla de Guadalix (Español, en función de la succión, en el aparato de corte directo, bajo tres cargas normales distintas (Escario, 1988).

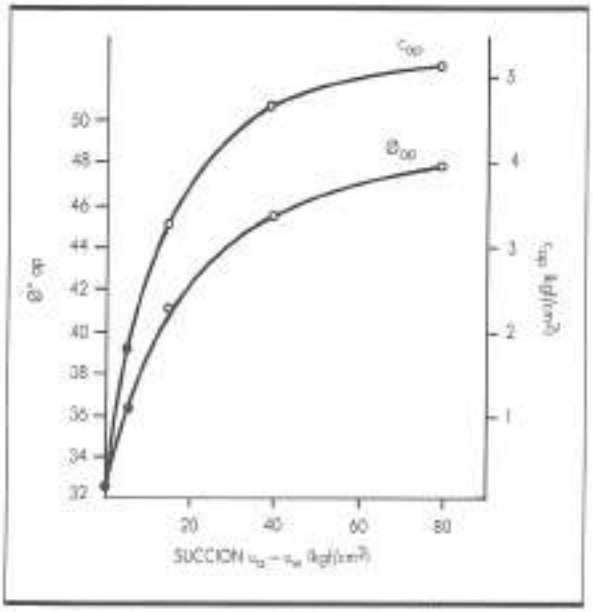

FIGURA 21. Cohesión y ángulo de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla de Guadalix, en función de la succión, deducidos de los datos de la figura 20 (Escario, 1968).

Por nuestra parte (Jiménez Salas, 1988), puesto que como puede verse en la figura 22 (según los resultados de Escario y Sáez) para una determinada succión, la relación entre τ y $(\sigma_n - U_a)$ sí es lineal, hemos utilizado en ocasiones la ley de Coulomb, aplicando unos valores de c' y Φ' que son, a su vez, función de $(U_w - U_a)$. Así, por ejemplo, de los resultados de Escario y Sáez de la mencionada figura puede deducirse

$$c' \text{ (Kg/cm}^2) = 0{,}119 + 1{,}07 \times (U_w - U_a)^{0{,}38}$$
$$\Phi' \text{ (grados)} = 32{,}5 + 1{,}85 \times (U_w - U_a)^{0{,}507}$$

expresando $(U_w - U_a)$ en kg/cm².

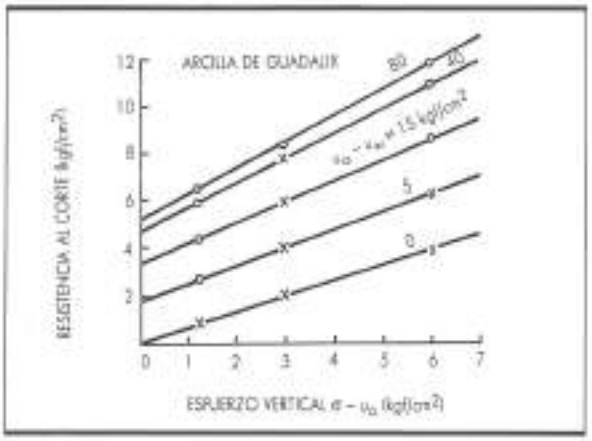

FIGURA 22. Representación, según Coulomb, de los resultados de la figura 20.

Un ejemplo de la influencia de las tensiones capilares. Para darnos una idea de la importancia práctica que la existencia de la tensión capilar tiene, tomemos el ejemplo de un terraplén de 40 m de altura construido con la arcilla de Guadalix, con taludes de inclinación 38,7° (cotangente = 1,25).

Para succión nula, y aplicando los ábacos de Cousin (1978), y siendo la densidad húmeda 1,96, tendremos:

$$\lambda = \gamma H \tan \Phi'/c' = 1{,}96 \times 40 \times \text{tg } 32{,}5°/1{,}19 = 42$$

En el ábaco indicado obtendremos:

$$Nf = F \times \gamma H/c' = 60;\ F = \frac{60 \times 1{,}19}{1{,}96 \times 40} = 0{,}91$$

El talud es inestable.

Pero al ser colocado en obra, apisonado, el suelo no está totalmente saturado y tiene tensiones capilares que en los experimentos de Escario fueron de 2,8 kg/cm² (pF = 3,45).

Con esta succión, y según la correlación antes reseñadas, la cohesión total (real más capilar) sería igual a 1,70 kg/cm², y el ángulo de rozamiento interno 35,6°, con lo cual:

$$\lambda = 1{,}96 \times 40 \times \tan 35{,}6°/17 = 3{,}30$$

$$Nf = 13{,}5\ ;\ F = \frac{13{,}50 \times 17}{1{,}96 \times 40} = 2{,}93$$

El talud es perfectamente estable, como corresponde a la realidad de terraplenes construidos con esta clase de suelo. Se deslizaría, en cambio, si se anulasen sus tensiones capilares.

Esto no debe ocurrir, sin embargo. En el área de Guadalix, el índice climático de Thornthwaite es inferior a −20, con lo que el pF de equilibrio debe ser superior a 3,5, y tenemos garantizada la existencia de cohesiones capilares elevadas que serán permanentes y técnicamente aprovechables excepto si algún hecho accidental humedece las tierras muy por encima del estado de equilibrio.

Esto puede tener lugar si defectos de drenaje del firme permiten que se formen bolsadas de agua libre en su interior. Esto es todavía más frecuente en los ferrocarriles, en donde sucesivos recargos de balasto van constituyendo depósitos, de forma muchas veces lobulada o con digitaciones, de material permeable saturado; pero otra forma, menos aparente, de que esto ocurra es que las aguas se acumulen al pie del terraplén.

Un suelo, por poco arcilloso que sea, tiene una capacidad de elevar el agua, por succión, a una altura varias veces superior a los 40 m supuestos. Así, pues, el terraplén puede llegar a saturarse, excepto quizá en su capa externa, donde la evapotranspiración es más influyente.

El agua que llena sus poros, en este caso, está sometida a succión, con lo cual produce una cohesión capilar que mantendrá el talud estable. Pero un fenómeno típico de este estado es que una lluvia moderada destruye

esa cohesión, al relajar la tensión de la «membrana» superficial. Contrariamente, en un terraplén realmente semisaturado puede penetrar poco, puesto que la permeabilidad, y también la difusividad, de un suelo en esas condiciones es baja. Todavía más, si el terreno es expansivo, la penetración debería ser más reducida, puesto que, al hincharse, el suelo va reteniendo el agua, pero no siempre ocurre así, porque un material de esta clase suele estar muy fisurado, lo cual permite la infiltración a capas profundas. Pero ésta es la razón de que medidas de protección a veces muy ligeras obtienen en casos como éstos resultados considerables. Una capa de terreno arcilloso, pero no expansivo, protege la superficie del terraplén durante la estación seca y dificulta el agrietamiento por retracción, con lo que la humectación al llegar las lluvias es mucho menos considerable. Hay que tener en cuenta que una capa de 50 cm de suelo de densidad seca 1,6, que aumente su grado de humedad en seis puntos, retiene 48 litros de agua por metro cuadrado, o bien 61,5 l por m^2 proyección horizontal. Como podemos suponer que no se infiltre más de una cuarta parte del agua caída, corriendo las otras tres cuartas partes al pie del terraplén, se concluye que la penetración de la humedad durante un temporal de lluvias de 246 l por metro cuadrado no puede ser más de esos 50 cm, en las condiciones supuestas, aunque es evidente que después se producirá una redistribución hacia el interior.

DOMINIO PUBLICO

Canal de Payuelos. Realizado con Aditivos para Hormigón y Desencofrantes BETTOR.

Túnel de Monrepós. Impermeabilizado con Láminas Delta.

Puente R.E.N.F.E., sobre el río Manzanares. Reparado con Sistemas BETTOR.

Es ya de **dominio** público la eficacia de los sistemas BETTOR en un amplio campo de aplicaciones para **Obra Pública.** Nuestra dilatada experiencia y afán de superación nos otorgan el **dominio** de las más avanzadas tecnologías en Aditivos para Hormigón y Mortero, Sistemas de Reparación de Hormigón, Láminas Drenantes, Impermeabilización, y un largo etc. La confianza depositada por los profesionales de **Obra Pública** en nuestros sistemas nos ha permitido alcanzar el **dominio** en este campo.

BETTOR®

BETTOR, S.A. PRODUCTOS QUIMICOS PARA LA CONSTRUCCION, Basters 13-15 08184 PALAU DE PLEGAMANS (BCN) Tel: (93) 864 86 01 Fax: (93) 864 84