

# GEOTECNIA EN SUELOS NO SATURADOS

Por

Miguel Angel Alfaro Soto<sup>1</sup>

## Resumen

**Alfaro Soto, M.A.:** Geotecnia en suelos no saturados. Rev. Acad. Colomb. Cienc. **32**(125): 471-481, 2008. ISSN 0370-3908.

Se presenta una síntesis sobre tópicos referentes a la mecánica de suelos no saturados con la finalidad de incentivar su adopción en la Geotecnia. Se muestran aspectos más relevantes relativos al tema tales como: características del suelo no saturado, conceptos de succión, variables de estados de tensión y algunas teorías para retratar algunas propiedades mecánicas como variación de volumen y resistencia al corte y por otro lado, propiedades hidráulicas como permeabilidad en suelos no saturados.

**Palabras clave:** geotecnia, suelo no saturado, succión.

## Abstract

In this paper, a synthesis on referring topics to unsaturated soils mechanics is presented to incentive their practice in geotechnical engineering. Some important aspects are presented as: unsaturated soil characteristics, suctions concepts, stress state variable and some theories to portray some mechanical properties like as volume change and shear strength and on the other hand, hydraulic properties as permeability in unsaturated soils.

**Key words:** geotechnical engineering, unsaturated soil, suction.

## Introducción

Conceptos de la Mecánica de Suelos clásica fueron desarrollados, en su mayoría, considerando el suelo saturado. Esto se debió probablemente a factores como: casi o total saturación de los suelos en los países donde esas teorías fueron concebidas (climas templados y fríos del hemisferio Norte), porque la saturación constituye la si-

tuación crítica para una diversidad de obras o debido a la simplificación de los modelos para explicar el comportamiento de esos sistemas bifásicos (solo y agua completamente ocupada en los vacíos del suelo).

Sin embargo, una gran parte de la población del mundo se encuentra implantada en centros urbanos en que predominan suelos con nivel freático profundos donde los

<sup>1</sup> Doctor, Laboratorio de Estudos de Bacias (LEBAC), Universidade Estadual Paulista (UNESP), Rio Claro-SP, Brasil, alfaro@rc.unesp.br.

vacíos del suelo no se encuentran totalmente ocupados por agua y sí con agua y aire. En esos lugares, son necesarias nuevas formulaciones para entender los comportamientos de esos suelos, así como, nuevas metodologías para ensayarlos (Wolle, 2004).

Las limitaciones de la Mecánica de Suelos tradicional son evidentes cuando se necesita explicar las deformaciones en suelos no saturados o de las estructuras apoyadas en esos suelos (pavimentos, taludes, cimentaciones entre otros) sujetos a cargas de servicio o en los estados de tensiones totales presentes *in situ*. Algunos trabajos (Parreira *et al.*, 2004; Alfaro Soto, 2004) han mostrado la influencia del grado de saturación en la deformación e resistencia de los suelos. Esta situación, puede ser más compleja aún, cuando nos encontramos con suelos de características expansivas o colapsables donde la estructura del suelo también influye en la variación del volumen del suelo tal como mostrado por Pereira & Pejón (2004), Teixeira *et al.* (2004), entre otros.

En todos los casos mencionados, el volumen del suelo no saturado se modifica por que se encuentra sometido a un estado de tensión diferenciado e influenciado por una componente denominada tensión de succión. La succión puede hacer variar el volumen del suelo, sin embargo, su magnitud, depende de la humedad del medio poroso como veremos más adelante pues, succión y humedad se relacionan íntimamente.

Problemas geotécnicos de estados límites (estabilidad de taludes, capacidad de carga de cimentaciones superficiales o profundas, estabilidad de contenciones, etc.), relativos a la resistencia al corte de suelos no son diferentes, y son analizados considerando el suelo saturado.

Podemos mencionar la estabilidad de taludes como un ejemplo típico de esta situación, donde los modelos utilizados para el análisis cuantitativo de los factores de seguridad fueron desarrollados para la situación más crítica (saturación). No obstante, la desestabilización es un problema de suelo no saturado que puede ocurrir después de largos periodos de precipitación debido a la disminución de las tensiones de succión (aumento del grado de saturación desde la humedad natural en que inicialmente se encontraba). El caso contrario a la desestabilización ocurre, con aumento de la resistencia al corte debido a los efectos benéficos del aumento de la succión (disminución de la humedad) ocasionando aumentos en el factor de seguridad. Diversos estudios en suelos no saturados entre ellos Santos & Vilar (2004) y Reis & Vilar (2004), han mostrado cómo la succión es responsable por la modificación de los parámetros mecánicos.

El flujo de agua en el suelo no saturado, es también una propiedad que es de interés en diferentes problemas geotécnicos como los citados anteriormente (infiltración en taludes, consolidación, resistencia entre otros). Sin embargo, uno de los problemas de actual interés es respecto a la transmisión de contaminantes a través de la zona no saturada, cuando en la superficie terrestre, ocurren derrames accidentales de productos químicos, aplicación de fertilizantes y pesticidas o derrames de tanques sépticos, de gasolina, o todos aquellos que contribuyen para la contaminación del agua subterránea. En relación a ese tema Alfaro Soto & Chang (2007), mostraron la variabilidad de la conductividad hidráulica en suelos no saturados sometidos a las condiciones atmosféricas.

Sean propiedades mecánicas o hidráulicas sus magnitudes se encuentran en función de la tensión de succión, que dependerá a su vez del grado de saturación del suelo. Esto sugiere que en lugares en que el suelo es parcialmente saturado la mecánica de suelos tradicional no necesariamente puede ser la más adecuada y puede llevar soluciones con diseños de emprendimientos sobre-dimensionados (para satisfacer una condición crítica) de alto costo y no representativos del medio en que se encuentran.

Este artículo pretende mostrar los aspectos más relevantes de la mecánica de suelos no saturados con la finalidad de incentivar a su utilización en la Geotecnia.

### Succión y estado tensional de suelos no saturados

Según Fredlund (1995), los suelos no saturados en el medio ambiente pueden ser esquematizados según la Figura 1. Las Figuras 1a, 1b y 1c muestran representaciones de suelos en situaciones general, en región árida y región húmeda respectivamente. En todos los casos la elipse contiene una línea horizontal que representa el nivel freático y que divide el suelo saturado (debajo de la línea) del suelo no saturado (arriba de la línea) también llamado zona vadosa.

Debajo del nivel freático las presiones intersticiales (o presión neutra) serán positivas. Inmediatamente arriba del nivel freático en la zona no saturada ocurre una capa capilar con un grado de saturación de aproximadamente 100% y que puede tener una espesura variable de hasta 10m en función del tipo de suelo (Figura 1d). Arriba de esa capa el suelo presenta presiones intersticiales o de poro negativas y que resultan de la diferencia de las presiones del aire ( $u_a$ ) y del agua ( $u_w$ ). La diferencia entre esas presiones ( $u_a - u_w$ ) es llamada de succión matricial y que corresponde a una de las dos variables de tensión que describen el comportamiento de un suelo no saturado.

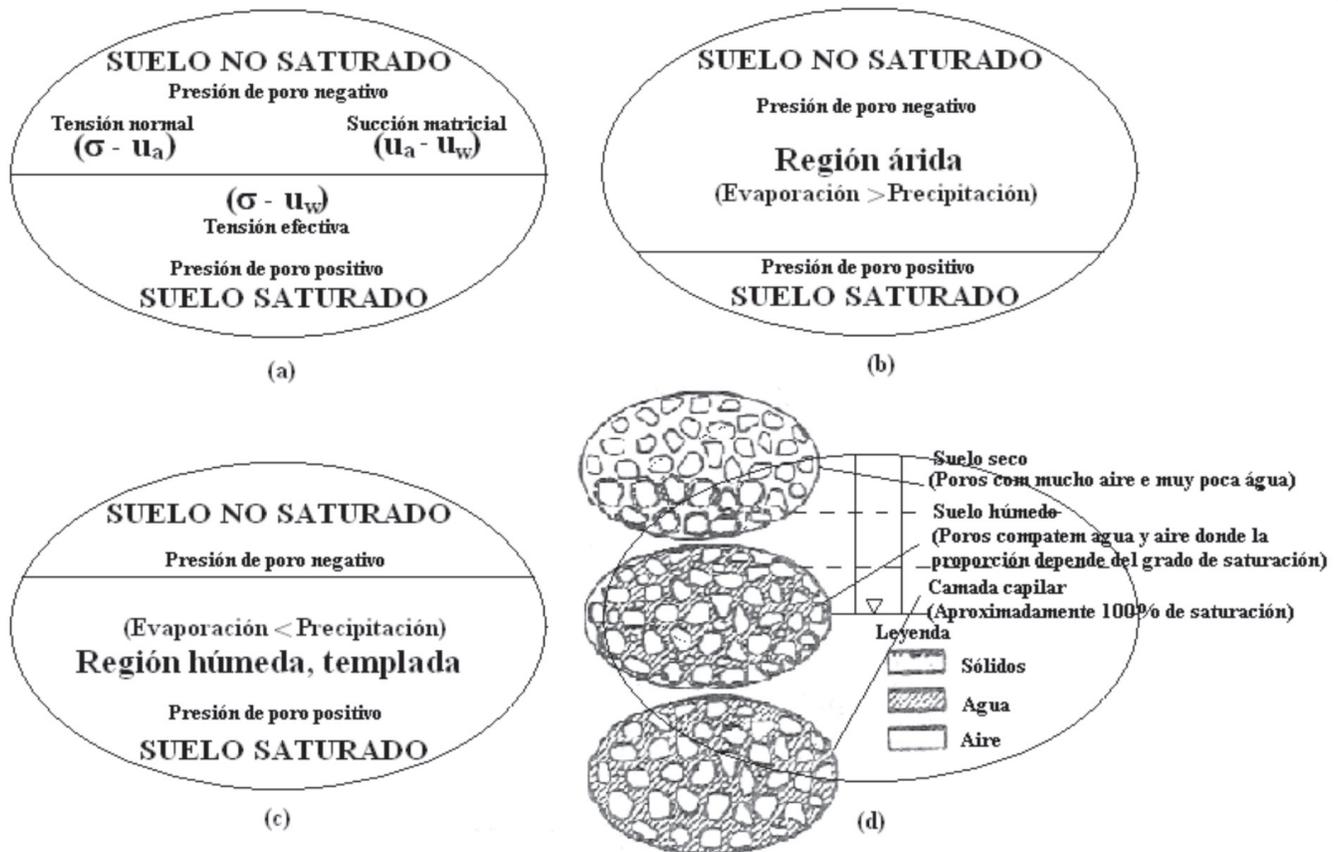


Figura 1. Componentes de un suelo para los problemas geotécnicos. a) Generalización; b) Situación en región árida; c) Situación en región templada y húmeda; d) Composición del medio poroso. (Modificado de Fredlund, 1995).

**Succión matricial**

La succión en suelos no saturados está compuesta por la succión matricial ( $S_m$ ) y la succión osmótica ( $S_{osm}$ ) y la suma de ambos componentes se denomina succión total ( $S_t$ ). En ese contexto, la magnitud de la succión total corresponde al trabajo total de las fuerzas de capilaridad, absorción y osmosis. La succión total, se representa en unidades de presión y puede ser expresa:

$$S_t = S_m + S_{osm} \tag{1}$$

La succión total, se define como la presión manométrica negativa, relativa a la presión externa de gas sobre el agua del suelo, que deberá ser aplicada a un reservorio de agua pura (a la misma cota y temperatura) de tal forma que se mantenga en equilibrio, a través de una membrana semipermeable (permite o flujo del agua, y no de solutos), entre el agua do reservorio y el agua del suelo. La Figura 2, ilustra los conceptos de succiones matricial, osmótica y total.

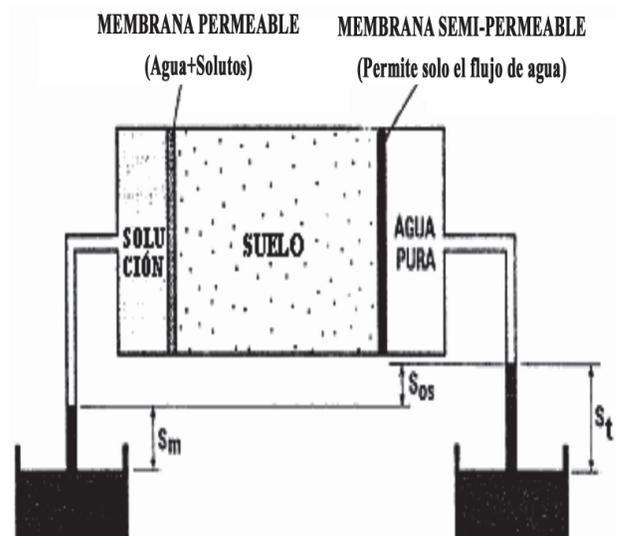
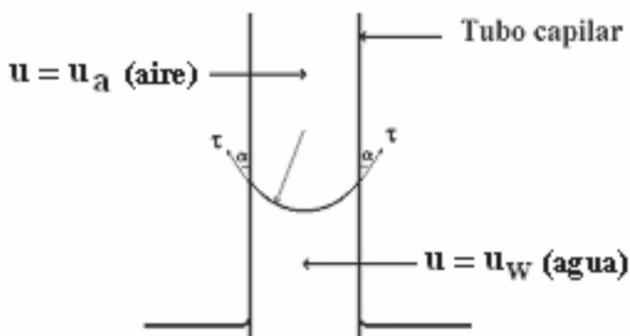


Figura 2. Representación de los conceptos de succiones matricial, osmótica y total.

La succión matricial ( $S_m$ ) es igual a la total cuando el agua del suelo es idéntica al agua padronizada (agua pura o solución con la misma composición del agua del suelo), quedando apenas el efecto de la matriz del suelo (capilaridad y adsorción). Los efectos matriciales provienen de las presiones desarrolladas por el menisco capilar y adsorción del agua debido a fuerzas ejercidas por las superficies de las partículas. Estas son cuantificadas de forma global debido a la dificultad de discriminarlas (**Jimenes Salas, 1993**).

La interfase aire-agua generada por los efectos capilares en el menisco que se forma entre las partículas de suelo adyacentes puede ser representado por el llamado modelo capilar mostrado en la Figura 3, (**Buckingham, 1907**).



**Figura 3.** Modelo capilar para análisis de la succión matricial (**Buckingham, 1907**).

A través del equilibrio de fuerzas en la interfase aire-agua se observa que la fuerza ejercida por el aire es igual a las contrarias ejercidas por el agua y que puede ser representada como:

$$(u_a - u_w) = \frac{2 \cdot \sigma_s}{r} \quad (2)$$

Donde:

r: radio do menisco [L];

$\sigma_s$ : tensión superficial del agua [ $MT^{-2}$ ].

Cuando en  $(u_a - u_w)$  la presión del aire ( $u_a$ ) corresponde a la atmosférica, la presión existente en las moléculas del agua es proporcional a la tensión superficial y al radio del capilar.

La tensión superficial ( $s_s$ ) es originada por la interacción de las fuerzas inter-moleculares producidas en las zonas de contacto entre las partículas del suelo, agua y aire, siendo esta responsable por la concavidad de la interface aire-agua y de la ascensión de la columna de agua en el tubo

capilar. El valor de tensión superficial es una característica del líquido y su valor depende de la temperatura, disminuyendo a la medida que la temperatura aumenta. El valor de tensión superficial del agua a 20°C es de 0,07275 N/m. (**Libardi, 1995**).

La succión osmótica ( $S_{osm}$ ), es igual a la succión total cuando el suelo se encuentra saturado, quiere decir, cuando la componente matricial no ocurre, actuando solo el efecto de la concentración de los solutos. En la Figura 2, el agua pura está en contacto con el suelo (con mayor concentración de solutos) a través de una membrana semipermeable que es permeable para las moléculas de agua y no para los solutos.

La mayor concentración del agua del suelo causa una atracción de las moléculas de agua pura y consecuentemente un flujo de estas a través de la membrana semipermeable.

El equilibrio es alcanzado cuando la presión hidrostática es suficiente para equilibrar las fuerzas osmóticas que producen el flujo de las moléculas del agua pura para el agua del suelo.

La importancia de la succión osmótica en Mecánica de Suelos parece estar más relacionada con los suelos dispersivos o expansivos, aunque se admita que el valor de la succión total corresponde casi integralmente al valor de succión matricial (**Fredlund & Rahardjo, 1993**). Consecuentemente, en la práctica es usual considerar a la succión del suelo como la succión matricial.

### Succión versus humedad del suelo

Las relaciones succión (total, matricial o osmótica) versus humedad (grado de saturación, humedad volumétrica o gravimétrica), son de importancia para la caracterización de los suelos no saturados. La representación gráfica de dicha relación es denominada “curva de retención del agua en el suelo” (**Croney & Coleman, 1960**).

Según **Fredlund et al.** (1994), la curva de retención del agua en el suelo puede ser definida como la variación de la succión con la capacidad de retención del agua en los macro y micro poros del suelo. Los valores corresponden al tipo de suelo, con una determinada densidad, y la naturaleza de esa relación está directamente asociada a la granulometría y mineralogía del suelo. De una forma general, la geometría de los poros, la magnitud y composición mineralógica de la fracción fina son determinantes en la posición relativa, forma e inclinación de la curva.

La curva de retención puede ser caracterizada con la finalidad de ecuacionarla. La caracterización es realizada a

partir de las trayectorias típicas obtenidas por procedimientos de secado o humedecimiento. La Figura 4 muestra características de las curvas de retención, obtenidas por humedecimiento y secado, pudiendo verificarse el fenómeno de histéresis (curvas no coincidentes por los procesos de humedecimiento y secado) asociada a las dos formas de obtención.

$\theta_s$ : humedad volumétrica de saturación para la curva obtenida por el proceso de secado;

$\theta'_s$ : humedad volumétrica de saturación para la curva obtenida por el proceso de humedecimiento;

$\theta_s - \theta'_s$ : contenido de aire residual;

Presión de entrada del aire: succión correspondiente al inicio de la entrada del aire;

$\theta_r$ : humedad volumétrica residual.

### Estado de tensiones

En suelos saturados la caracterización de las condiciones de tensión en que el suelo se encuentra sometido es dado por el conocido principio de las tensiones efectivas. Según **Terzagui** (1936) y posteriormente **Jennings & Burland** (1962); **Bishop & Blight** (1963) entre otros, las tensiones efectivas son las responsables por los efectos mecánicos en un determinado suelo, y son definidas por tensiones total y intersticial. Los efectos mecánicos son asociados a los cambios de volumen y resistencia al corte

de suelos saturados o secos. Este principio se representa con la siguiente expresión:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3)$$

Donde  $u$ , representa la presión neutra o presión en el fluido intersticial;  $\sigma$  es la tensión total o aplicada proveniente de la fuerza o sistema de fuerzas externas aplicadas y  $\sigma'$  la tensión efectiva de las fuerzas inter-granulares.

Sin embargo, a diferencia de los suelos saturados que son constituidos por dos fases (sólidos-aire o sólidos-agua), los suelos no saturados, están compuestos por tres fases (sólidos-aire-agua), y por lo tanto son necesarias nuevas formulaciones para el concepto de tensiones efectivas, debido a que los vacíos del suelo son ahora ocupados por las fases aire y agua. Las diferencias de presiones en esas fases dan origen a los efectos de succión debido a fuerzas de atracción entre las partículas (capilares y de adsorción).

Inicialmente, los conceptos de tensiones efectivas en suelos no saturados se crearon como extensión de los suelos saturados modificando la expresión (3). Diversos autores (**Bishop**, 1959; **Croney et al.**, 1958; **Lambe**, 1960; **Aitchison**, 1961; **Richards**, 1966, entre otros), tentaron retratar la tensión efectiva a partir de un equilibrio de fuerzas (actuando en el contacto inter-partículas). Para dichas ecuaciones la contribución de la succión, generalmente era afectada por un factor empírico con la finalidad de ser incluida dentro del estado de tensión (**Nelson & Miller**,

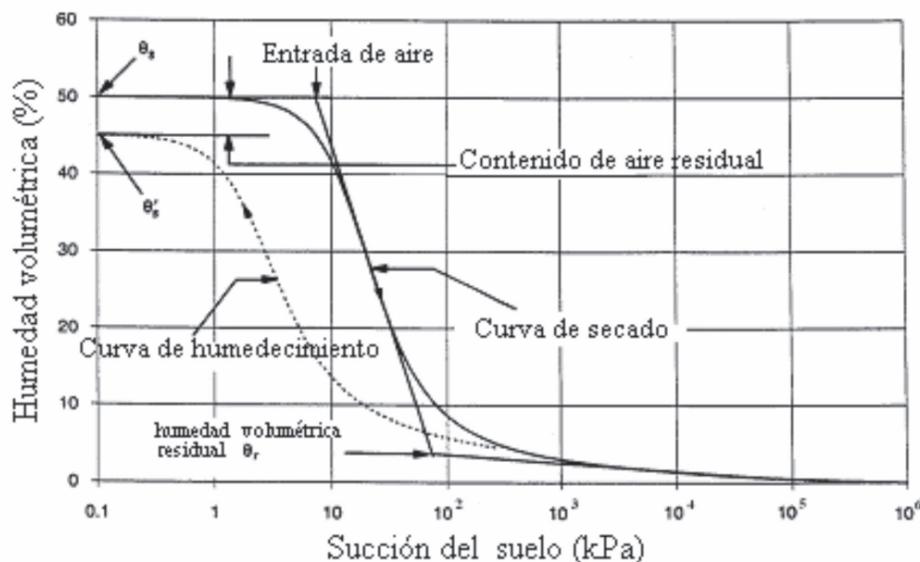


Figura 4. Elementos de la curva de retención según Fredlund *et al.* (1994).

1992). La Tabla 1, resume las diferentes ecuaciones y parámetros propuestos (Modificado de **Fredlund & Morgenstern, 1977**).

**Tabla 1.** Ecuaciones para tensiones efectivas en suelos no saturados (Modificado de **Fredlund & Morgenstern, 1977**)

Ecuación	Referencia
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma + p''$	Donald (1956)
$\sigma' = \sigma - \beta' \cdot u_w$	Croney, Coleman & Black (1958)
$\sigma' = \sigma + \Phi \cdot p''$	Aitchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p''$	Jennings (1961)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	Richards (1966)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m \cdot p''_m + \chi_s \cdot p''_s$	Aitchison (1973)
$\sigma' = \sigma - u_w \cdot Sr - (1 - Sr) \cdot u_a$	Öberg & Sällfors (1997)

Donde:

$\chi$ : parámetro relacionado con el grado de saturación;

$u_a, u_w$ : presión del aire y del agua respectivamente;

$p''$ : presión del agua debajo de la atmosférica;

$\beta'$ : factor de unión;

$\Phi$ : parámetro entre 0 y 1;

$\beta$ : factor estadístico para medir el área de contacto;

$\chi_m, \chi_s$ : parámetros de tensión efectiva para succión matricial y de soluto respectivamente;

$h_m, h_s$ : succión matricial y de soluto respectivamente;

$p''_m, p''_s$ : succión matricial y de soluto respectivamente;

$Sr$ : grado de saturación.

Entre esas ecuaciones se destaca la expresión formulada por **Bishop** (1959), la misma que se encuadró de forma aceptable a los datos con que se contaban en esa época. Para esa formulación el parámetro  $\chi$  varía entre 0 para suelos secos y 1 para suelos saturados, y los valores intermedios dependen de la trayectoria de tensiones, de los ciclos de humedecimiento y secado y principalmente del grado de saturación (**Blight, 1967**). Posteriormente, estudios experimentales sobre ese tema, mostraron que la ecuación de las tensiones efectivas en suelos no saturados presentaba limitaciones

**Jennings & Burland** (1962), comprobaron que la expresión de **Bishop** (1959), no traducía el comportamiento (relación entre el índice de vacíos y las tensiones efectivas) de la mayoría de suelos con un grado de saturación inferior a un determinado valor crítico.

**Bishop & Blight** (1963), hacen una reflexión sobre la formulación y atribuyen que una variación de la succión no corresponde a una variación de la tensión intersticial. Otros autores cuestionaron la formulación cuando se consideran problemas de variación de volumen o resistencia al corte. De esta forma es evidenciada la dificultad de la obtención del factor  $\chi$  cuando es asociado a las deformaciones volumétricas, debido a que, caso ocurra reducción de las tensiones efectivas, podría ocurrir colapso o expansión del suelo, esto en función del término de la ecuación que sea reducido. Se solamente se reduce la succión podría ocurrir colapso, entretanto se solamente es reducida la tensión total, puede provocar expansión de la masa del suelo (**Alonso & Lloret, 1985**).

Frente a la dificultad de cuantificar el valor del parámetro  $\chi$ , **Aitchison** (1967), consideró que dada la variabilidad de ese parámetro solamente es posible obtener un valor apropiado de tensión efectiva considerándose una única trayectoria para cada término  $\sigma'$  y  $(u_a - u_w)$ , razón por la cual resulta innecesaria la cuantificación de  $\chi$ . Debido a las dificultades presentadas para cuantificar las tensiones efectivas en una ecuación como parámetro unitario independiente, la evaluación de las propiedades del suelo como variaciones de volumen y resistencia del suelo fueron realizadas utilizando los conceptos de variables de estado (**Matyas & Radakhrisma, 1968**).

Segundo **Porooshasb** (1961), las variables de estado se definen como las variables físicas e independientes del suelo, necesarias para definir su estado de tensiones. Para el caso de suelos arcillosos normalmente consolidados, se considera que el estado del suelo puede ser caracterizado por el estado de tensiones y el índice de vacíos (o humedad). De otro lado, para suelos no saturados son necesarios además del estado de tensiones y el índice de vacíos, el grado de saturación y la estructura del suelo (**Henkel, 1960; Porooshasb, 1961**).

El estado de un elemento de suelo puede ser representado gráficamente por un punto en un espacio tridimensional definido por un sistema de ejes coordenados que corresponden a los parámetros o variables de estado. Así, tensiones asociadas a cargas mecánicas o geostáticas pueden ser representadas por cualquiera de las variables  $(\sigma - u_a)$  o  $(\sigma - u_w)$ . Las tensiones asociadas con la presión de poros se representa con la variable succión matricial  $(u_a - u_w)$ , y las

variaciones de volumen del suelo se asocian a los dos estados de tensiones independientes a través del índice de vacíos.

**Fredlund & Morguensten** (1977) establecieron que el estado de tensiones puede ser representado por dos variables independientes dentro de un grupo de tres variables tales como:

$$(4) \quad \begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix}$$

$$(5) \quad \begin{bmatrix} (\sigma_x - u_w) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_w) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_w) \end{bmatrix}$$

$$(6) \quad \begin{bmatrix} (u_a - u_w) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (u_a - u_w) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (u_a - u_w) \end{bmatrix}$$

Donde:

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ : tensiones totales en las direcciones x, y, z.

De estos, los grupos de tensiones (4) y (6) son los más utilizados para los suelos no saturados.

### Formulaciones teóricas para los suelos no saturados

Formulaciones para representar las variaciones de volumen, resistencia al corte y flujo de agua en suelos no saturados son presentadas a continuación.

#### Cambios de volumen

Los cambios de volumen en suelos no saturados pueden ser asociados con las variables de estado de tensión usando relaciones apropiadas.

Según **Coleman** (1962), los cambios de volumen total (V) y del agua (V<sub>w</sub>) en un suelo sometido a cargas isotrópicas son dados por las expresiones siguientes:

$$-\frac{dV}{V} = C_{11}d(u_a - u_w) + C_{12}d(\sigma - u_a) \quad (7)$$

$$-\frac{dV_w}{V} = C_{12}d(u_a - u_w) + C_{22}d(\sigma - u_a) \quad (8)$$

Donde los índices C<sub>ij</sub> pueden ser positivos o negativos dependiendo del histórico de las tensiones y succiones a las que el suelo se encuentra sometido.

Posteriormente, **Bishop & Blight** (1963); **Burland** (1965), manifestaron algunas observaciones y sugirieron la adopción de  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$  como variables independientes relacionadas con el índice de vacíos (**Lloret & Alonso**, 1980).

**Fredlund** (1979), formula una relación constitutiva con base en la superficie de estado formada al plotar el logaritmo de las variables de tensión *versus* los parámetros de volumen (e) o humedad (Sr, w) representados por las siguientes ecuaciones:

$$e = e_o - Ct \cdot \log \frac{(\sigma - u_a)}{(\sigma - u_a)_o} - Cm \cdot \log \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_o} \quad (9)$$

$$w = w_o - Dt \cdot \log \frac{(\sigma - u_a)}{(\sigma - u_a)_o} - Dm \cdot \log \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_o} \quad (10)$$

Donde:

e, e<sub>o</sub>: Índices de vacíos final y inicial respectivamente;

Ct: Índice de compresión;

Cm: Índice de succión en función en función del índice de vacíos y succión matricial;

Dt: Índice del contenido de humedad en función de la tensión efectiva del suelo saturado;

Dm: índice del contenido de humedad en función de la succión matricial;

$(\sigma - u_a)$ ,  $(\sigma - u_a)_o$ : tensiones efectivas del suelo saturado final y inicial, respectivamente;

$(u_a - u_w)$ ,  $(u_a - u_w)_o$ : succión matricial final y inicial respectivamente.

#### Resistencia al corte

Según **Fredlund** (1995), la combinación de dos variables de estado como  $(\sigma - u_a)$ ,  $(\sigma - u_w)$  y  $(u_a - u_w)$  son capaces

de reproducir la resistencia de un suelo no saturado. Generalmente, son preferidos el uso de  $(\sigma - u_a)$  y  $(u_a - u_w)$  debido a que las variaciones en la tensión total y en la presión del agua pueden ser evaluadas separadamente y por que, con frecuencia, la presión del aire corresponde a la atmosférica que es igual a cero.

**Fredlund et al.** (1978), propusieron una ecuación para la resistencia al corte que se trata de una extensión del criterio de Mohr-Coulomb para suelos no saturados y que es representada por:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad (11)$$

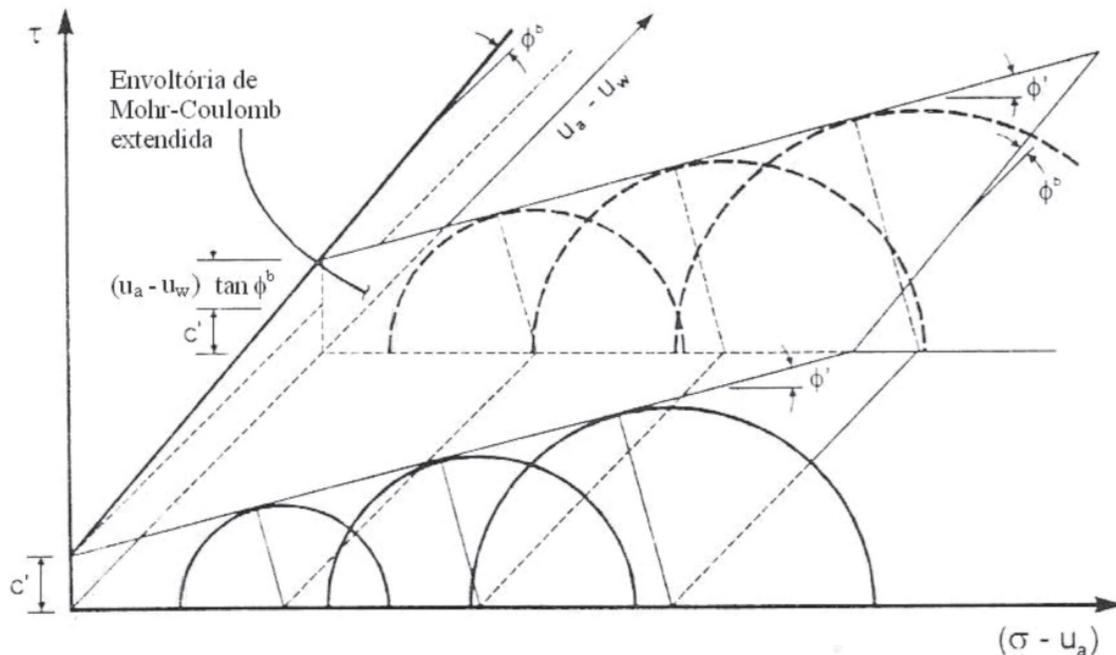
Donde  $c'$  es la intersección de la cohesión del suelo para la condición saturada,  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna del suelo y  $\phi^b$  es el ángulo de fricción interna en relación a la succión matricial. La Figura (5) ilustra la propuesta original de **Fredlund et al.** (1978).

En esta figura se observa que, la influencia de la succión es representada por un tercer eje. De esta forma, un aumento de la succión  $(u_a - u_w)$  ocasionada por ejemplo, por la pérdida de humedad de un suelo sujeto a la evaporación, aumenta la magnitud de la resistencia en mayor o menor grado, según las características (peso específico, capacidad de retención del agua, textura, mineralogía, entre otros), del tipo de suelo.

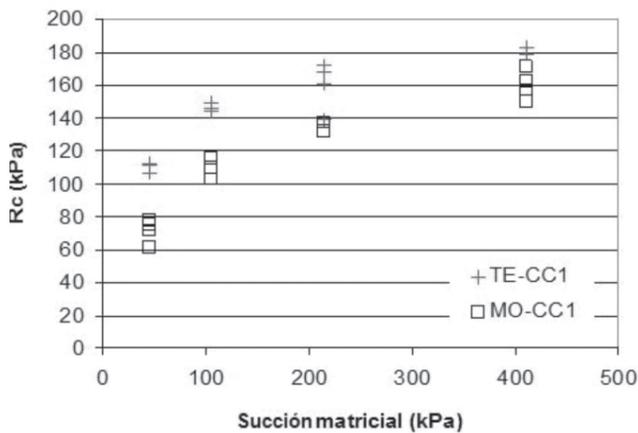
A partir de la ecuación (11), la influencia de la succión en la resistencia es reflejada por el aumento de la cohesión que se muestra lineal. Sin embargo, resultados experimentales por diversos autores (**Escarro & Sáez**, 1986 entre otros) muestran la no linealidad. **Fredlund et al.** (1987) admite la limitación de su propuesta inicial y propone una envolvente curva, con un tramo inicial determinado por el ángulo de fricción interna del suelo saturado. Se admite que, anteriormente a la retirada del agua (presión de entrada de aire) el principio de las tensiones efectivas es válido y el ángulo  $\phi^b$  es igual al ángulo de fricción interna drenado. Cuando la presión de aire es superada la resistencia es comandada por una relación no lineal con la succión, que tiende a un valor asintótico.

En la Figura (6) es mostrada la influencia de la succión en ensayos de resistencia en muestras de suelos no saturados realizados por **Alfaro Soto** (2004).

Para realización de estos ensayos se utilizaron para imposición de la succión, los métodos translación de ejes (TE) e osmótico (MO). En ambos casos, las succiones impuestas fueron de 45, 105, 215 y 410kPa. Después de la imposición de la succión, las muestras se llevaron a la ruptura en una máquina de compresión simple dentro de una sala climatizada (humedad relativa y temperatura controlada) para evitar cambios en la magnitud de la succión. Los



**Figura 5.** Envoltoria de resistencia para suelos no saturados (Fredlund et al., 1978)



**Figura 6.** Resultados de ensayos de compresión simple versus succión matricial, esta última obtenida por métodos de translación de ejes (TE) y osmótico (MO). (Alfaro Soto, 2004).

resultados muestran la evidencia del aumento de la resistencia ( $R_c$ ) con el aumento de la succión y que a diferencia de Fredlund *et al.* (1978), denotan una tendencia no lineal. Estudios sobre ese tema fueron presentados por diversos autores y entre ellos Vilar (2007), presenta un método para estimar la resistencia al corte en suelos no saturados.

### Flujo de agua en el suelo no saturado

El flujo de agua en suelo no saturado es el que ocurre en el suelo sujeto a cualquier condición de humedad menor que la de saturación; en la fase líquida de un suelo no saturado, tanto el agua como el aire se movilizan por la influencia de los potenciales presentes en el medio no saturado.

Se admite que el flujo no saturado es descrito por la ley de Darcy, con la diferencia de que la conductividad hidráulica no saturada  $K(u_a - u_w)$  (también representada por  $K(w)$ ), no es constante y que varía, predominantemente en función de la humedad ( $w$ ) y consecuentemente, de la succión matricial ( $u_a - u_w$ ).

Experiencias de Childs & Collis-George (1950), confirmaron que dicha ley puede ser aplicada satisfactoriamente a los suelos no saturados. La ley de Darcy para el flujo no saturado puede ser expresado como:

$$q = -K(u_a - u_w) \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (12)$$

Donde:

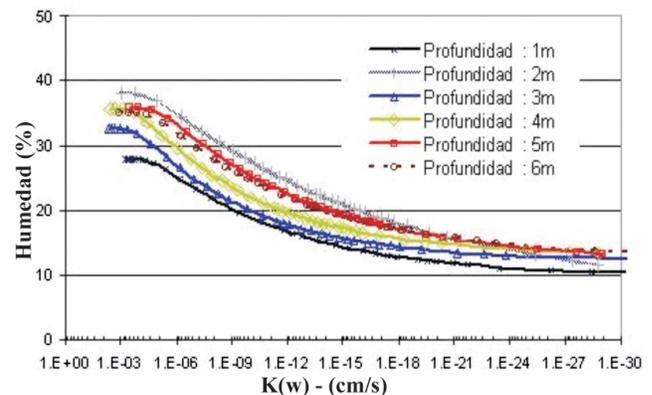
$K(u_a - u_w)$ : conductividad hidráulica no saturada (m/s);

$q$ : cantidad de flujo no saturado que equivale a la velocidad de descarga (m/s);

$z$ : coordenada de posición (m);

$\phi$ : potencial total do suelo no saturado (m).

Alfaro Soto *et al.* (2007), obtuvieron resultados de la conductividad hidráulica no saturada para un perfil de suelo situado en el interior del estado de São Paulo-Brasil. En estos estudios los autores utilizaron sondas TDR (*Time Domain Reflectometry*) para la medición de la humedad, instaladas a lo largo de un pozo de 7 metros de profundidad. Para determinación de  $K(w)$  fueron utilizados métodos indirectos que se apoyan en la curva de retención de agua del suelo. La Figura 7 muestra los resultados



**Figura 7.** Resultados de conductividad hidráulica no saturada ( $K(w)$ ) versus humedad, obtenida por métodos indirectos a partir da curva de retención de agua en el suelo (Alfaro Soto *et al.*, 2007).

Como observado en esta figura,  $K(w)$  es influenciado por la humedad del suelo, así cuando el suelo se encuentra saturado (succión igual a cero)  $K(w)$  pasa a tener un valor máximo y constante. Por otro lado, cuando la humedad del suelo disminuye por efectos naturales (evaporación, drenaje, etc.) o antrópicos (bombeo del agua subterránea, desmatamiento, etc.) aumenta la succión del suelo, consecuentemente  $K(w)$  es reducido drásticamente, pues es introducido un nuevo potencial que incluye los efectos matriciales e que influencia en el movimiento del agua del suelo. La presencia de este potencial significa reducción en la velocidad de percolación debido a que el drenaje ocurre inicialmente en los poros de mayor tamaño, así el agua remaneciente se concentra en forma de meniscos (efectos capilares y absorción) en contacto con las partículas. Luego, el flujo es transferido para los poros de menor tamaño siendo necesarios gradientes muy grandes y tiempos extensos para detectar el movimiento del agua en el suelo.

### Consideraciones finales

Se mostró una síntesis de una mecánica de suelos con las más relevantes teorías y formulaciones que son una extensión de la mecánica de suelos tradicional, desarrollada para retratar el comportamiento de suelos no saturados.

Tal vez la demora en su evolución se deba a que las teorías más genéricas se tengan enfrentado con grandes dificultades debido a la complejidad de representaciones matemáticas necesarias o por la complejidad de las determinaciones experimentales *in situ* o en laboratorio (Vilar, 1997). Adicionalmente, el hecho de que los suelos no saturados ocurren principalmente en regiones menos desarrolladas.

No obstante, son evidentes los esfuerzos obtenidos estos últimos años deseando mejorar los diseños de las obras inclusive de naturaleza ambiental. Aún no es suficiente, siendo necesaria su amplia difusión en universidades, congresos, simposios, etc., principalmente en los países donde su uso y puesta en práctica venga a beneficiarlos.

### Bibliografía

- Alfaro Soto, MA.** 2004. Comparação entre métodos de imposição e de controle da sucção em ensaios com solos não saturados. São Carlos, 2004. 206p. Tese (Doctorado). Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo - USP.
- Alfaro Soto, MA, Chang HK.** 2007. Utilización de TDR en estudios de la dinámica del agua en suelo no saturado. In: 8° Iberoamerican Conference on Mechanic Engineering, Cuzco - Peru. Proceedings of the 8° Iberoamerican Conference on Mechanic Engineering. CD-ROM.
- Alfaro Soto, MA, Kumayama, DM, Chang HK.** 2007. Calibração de um Reflectômetro para estudos do Fluxo de Água em Solo Não Saturado. Geociências (São Paulo), v. 26, p. 357-368.
- Aitchison, GD.** 1961. Relationships of moisture stress and effective stress functions on unsaturated soils. Pore pressure and Suction in Soils, Butterworths, London.
- Aitchison, GD.** 1967. The separate roles of site investigation, quantification of soil properties and selection of operational environment in the determination of foundation design on expansive clay. 3<sup>rd</sup> Asian Conf. Soil Mechanics Found., Eng., Haifa.
- Alonso, EE. y Lloret, A.** 1985. Comportamiento de suelos parcialmente saturados. Revista de Obras Públicas, p. 435-461.
- Bishop, AW.** 1959. The principle of effective stress. Tecknisk Ukeblad 106(39), p. 859-863.
- Bishop, AW, Blight, GE** 1963. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique, 13(3): 177-198.
- Blight, G.E.** 1967. Effective stress evaluation of unsaturated soils. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, v. 93.
- Buckingham, E.** 1907. Studies on the movement of soil moisture. U.S. Dept. Agr. Bur. Soils, Bul., 38 (apud Alonso *et al.*, 1987).
- Burland JB.** 1965. Some aspects of the mechanical behavior of partly saturated soil. In Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soils Beneath Covered Areas. Australia: Butterworths p. 270-278.
- Childs, EC & Collins-George, N.** 1950. The permeability of porous materials. Roy. Soc. Proc., London, 201, p. 392-405.
- Coleman, JD.** 1962. Stress/strain relations for partly saturated soils. Geotechnique, 12(4): 348-350.
- Croney, D, Coleman, JD, Black, WPM** 1958. Studies of the movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway Research Board, Special Report 40, Washington D.C., p. 226-252.
- Croney, D. & Coleman, JD.** 1960. Pore pressure and suction in soil. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. London, Proceedings..., p. 31-37.
- Escario, V, Saez J.** 1986. The Shear Strength of Partly Saturated Soils. Geotechnique 36. No. 13.
- Fredlund, DG, Morgenstern, NR.** 1977. Stress State Variables for Unsaturated Soils. Journal of Geot. of Div. ASCE., v. 103 GT5, p. 447-466.
- Fredlund, DG et al.** 1978. The shear strength of unsaturated soil. Canadian Geotechnical Journal, v. 15, p. 313-321.
- Fredlund, DG.** 1979. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Canadian. Geotech. Journal. 16, p. 121-139.
- Fredlund, DG, Rahardjo H, Gan, JKM.** 1987. Non linearity of shear strength envelope of unsaturated soils. In. Proceedings, 6<sup>th</sup> International Conference on Expansive Soils, New Delhi, v. 1, p. 49-54.
- Fredlund, DG, Rahardjo, H.** 1993. Soil mechanics for unsaturated soils. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1993. p. 1-6.
- Fredlund, DG, Xing, A. & Huang, S.** 1994. Predicting the permeability functions for insaturated soil using the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31(4): p. 533-546.
- Fredlund, DG.** 1995. The scope of unsaturated soil mechanics: an overview. In: Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 95, Paris-França, v. 3.
- Henkel, DJ.** 1960. The relationships between the effective stresses and water content in saturated clays. Géotechnique, Vol. 10, No 2.
- Jennings, JEB, Burland, JB.** 1962. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Géotechnique, v.12, No. 84, (SM5), p. 125-144.
- Jimenes, SJ.** 1993. "Hacia una mecánica de Suelos no Saturada", Revista Ingeniería Civil v. 88 -Ira parte. p. 145-164.

- Lambe, TW.** 1960. A mechanistic picture of shear strength in clay. Research Conf. On Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, p. 555-580.
- Libardi, PL.** 1995. Dinâmica da Água no Solo. Edição do Autor, ESALQ, Depto. de Física e Meteorologia, Piracicaba, p. 497.
- LLoret, A, Alonso, EE.** 1980. State surfaces for partially saturated soils. Proc. 11<sup>th</sup> ICSMFE., San Francisco, 2, p. 557-562.
- Matyas, EL, Radhakrishna, HS.** 1968. Volume change characteristics of partially saturated soil. *Geotechnique* 18 (4): 432-448.
- Nelson, JD, Miller, DJ.** 1992. Expansive soils- Problems and practice in foundation and pavement engineering. John Wiley & Sons, Inc., p.,259.
- Öberg, AL, Sällfors, GA.** 1997. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. *Geotechnical Testing Journal*. v. 20, No. 1.
- Parreira, AB, Takeda, M. De C., Luz MP.** 2004. Avaliação da influência do período de imersão nos resultados do ensaio CBR de solos tropicais. V Simposio Brasileiro de Solos Não Saturados. São Carlos, v. 1, p. 383-388.
- Pereira, EM, Pejon, OJ.** 2004. Características de Materiais Não Saturados Expansivos mediante ensaios com soluções salinas. In: V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2004, São Carlos. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, v. 1, p. 471-476.
- Poorooshasb, HB.** 1961. The properties of soil and other granular media in simple shear. Ph.D. Thesis, University of Cambridge.
- Reis, RM, Vilar, OM.** 2004. Resistência ao cisalhamento de dois solos residuais de gnaiss não saturados. V Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados. v. 1, p. 109-114.
- Richards, BG.** 1966. The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in Australia. Symp. on Permeability and Capillarity of Soils, ASTM STP 417., Atlantic City.
- Santos, CRD, Vilar, OM.** 2004. Análise paramétrica da estabilidade de taludes em solos não saturados: a influência do tipo de solo. V Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, São Carlos. v. 1, p. 181-188.
- Teixeira, RS, Belincanta, A, Lopes, FF, Gutierrez, NHM, Branco, CJMC.** 2004. Avaliação do colapso do solo da camada superficial da cidade de Londrina/PR. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos. v. 1, p. 495-500.
- Terzaghi, K.** 1936. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear, In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1<sup>o</sup>, Proceedings....., Cambridge, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1: p. 54-56.
- Vilar, OM.** 1997. Introdução à mecânica de solos não saturados. Notas de aula.
- Vilar, OM.** 2007. An Expedite Method to Predict the Shear Strength of Unsaturated Soils. *Soils and Rocks*, v. 30, p. 51-61.
- Wolle, CM.** 2004. Algumas considerações sobre a utilização dos novos conceitos de comportamento dos solos não saturados em projetos de engenharia. 5<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 25 a 27 de Agosto, São Carlos –SP, Brasil. v.1, p. 635-641.

Recibido: enero 19 de 2007

Aceptado para su publicación: diciembre 9 de 2008