



UNIVERSIDAD MAYOR
DE SAN SIMÓN



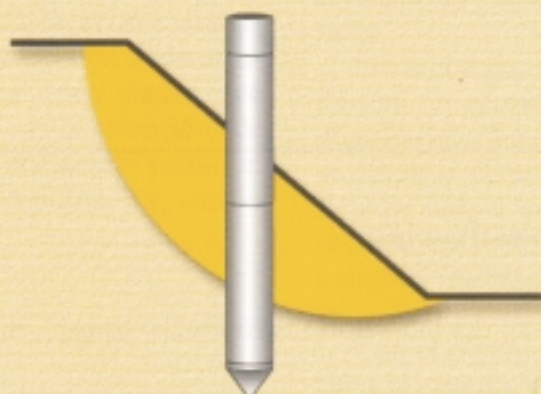
FACULTAD DE CIENCIAS
Y TECNOLOGÍA

Número 6

julio - septiembre de 2001

GEOTECNIA

Revista Trimestral del Laboratorio de Geotécnica - UMSS



CONTENIDO

• Editorial	2
• Selección de parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad de taludes en condiciones drenadas	3
• Conceptos básicos de mecánica de suelos no-saturados	5
• Modelación de la interacción entre zapatas aisladas y superestructura	9
• Determinación de la dispersividad de suelos arcillosos en el valle de Sacaba	12
• Programas computacionales en el GTUMSS	15

Laboratorio de Geotecnia – UMSS

EDITORES

Mauricio Salinas Pereira
Juan Carlos Rojas Vidovic
Ludger Suárez Burgoa

OFICINAS

Av. Petrolera km 4.2
Telef./Fax: ++591 4 236858
E-mail: gtumss@bo.net
Casilla: 6760 Torres Sofer
Cochabamba - Bolivia

PAGINA WEB

<http://www.fcyt/umss.edu.bo/geotecnia/>

La revista “GEOTECNIA” es una publicación trimestral del Laboratorio de Geotecnia – UMSS, su adquisición es gratuita. Las personas o instituciones interesadas en tener una suscripción, publicación o anuncio, pueden contactarse con las oficinas del laboratorio. Todas las opiniones y criterios expresados en los artículos presentados son de exclusiva responsabilidad de los autores.

Editorial

Retomando la investigación

El año 2000 el personal del laboratorio tuvo mucho trabajo, motivo por el cual no pudo elaborar la revista.

Volvemos a ustedes, brindándoles en este sexto número lo más reciente en cuanto a información e investigación en el campo de la geotecnia.

A partir del presente volumen adoptamos el formato A4 para el tamaño de página de nuestra revista, rigiéndonos a lo dispuesto por el Sistema Boliviano de Normalización, Metrología, Acreditación y Certificación, SNMAC. Asimismo, adoptamos el formato internacional de congresos para la presentación de los artículos de manera de normar y ajustar nuestra revista a formatos internacionales de publicaciones científicas.

Iniciando la publicación de artículos correspondientes al campo de suelos no saturados, presentamos el primero de una serie de cuatro artículos, que a su turno cubrirán los temas relacionados a resistencia, deformación y conductividad hidráulica. La intención es la de ampliar los conocimientos de geotecnia más allá de la mecánica de suelos clásica.

Les recordamos que al ser la revista un medio de difusión de trabajos de investigación y nuevos tópicos sobre la geotecnia recibimos artículos para su publicación.

Selección de parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad de taludes en condiciones drenadas

R.D.Verástegui

Laboratorio de Geotecnia, Universidad Mayor de San Simón

Laboratorio de Mecánica de Suelos, Universidad de Gante, Bélgica

1 INTRODUCCION

Uno de los puntos más importantes, al momento de enfrentar un problema de estabilidad de taludes, es la toma de decisiones en cuanto a parámetros de resistencia se refiere.

Como es de conocimiento general, la curva esfuerzo deformación de los suelos depende de la historia de esfuerzos. La Figura 1 muestra curvas esfuerzo-deformación (a partir de ensayos de corte drenados) típicas para suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados (Atkinson et al. 1978). Se puede apreciar que suelos granulares densos o arcillas altamente sobreconsolidadas tienden a desarrollar “picos”. Es justamente para estos suelos que surge la dificultad en cuanto a la elección de parámetros, ya sea referidos a la resistencia pico (i.e. resistencia máxima), la resistencia última (i.e. estado crítico) o la resistencia residual.

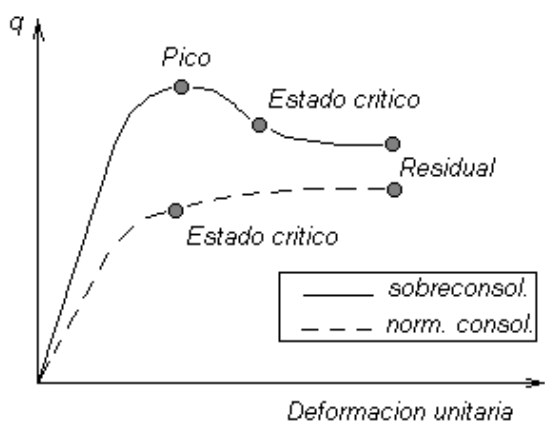


Figura 1. Curvas esfuerzo-deformación típicas para suelos.

Es posible encontrar en la bibliografía recomendaciones tanto para el uso de parámetros de resistencia pico, parámetros de resistencia en el estado crítico de los suelos o parámetros residuales de acuerdo a experiencias de los autores.

2 ANALISIS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIÓN

El problema de estabilidad de taludes es generalmente evaluado a través del análisis de equilibrio límite; uno de los métodos más utilizados es el método de los fragmentos (e.g. Bishop). El método de los fragmentos ha sido elaborado sobre la base de la idealización del suelo como bloques sometidos a fuerzas gravitacionales y/o cargas externas. Cada fragmento moviliza un cierto esfuerzo de corte sobre una superficie hipotética de falla. Sin embargo, se puede intuir que el proceso de falla real no ocurre tal y como el método de los fragmentos describe. El suelo como material granular no se desplaza como un bloque macizo sobre una superficie de falla a lo largo de la cual el desplazamiento unitario de corte es uniforme. Los desplazamientos unitarios son mas bien distribuidos no uniformemente.

Con el objeto de verificar tal hipótesis, se llevó a cabo la simulación del desarrollo de deformaciones para un talud cerca al estado de falla. Para esto, se utilizó un programa de elementos finitos, PLAXIS 7.0 (Vermeer et al. 1998), que permite la modelación del suelo como un material elasto plástico adoptando el criterio de falla Mohr-Coulomb. Los resultados del análisis son ilustrados en la Figura 2.

Se puede observar que para el caso analizado, como era de esperar, la distribución de deformaciones unitarias de corte a lo largo de la superficie de falla no es homogénea. Esta se concentra al pie del talud y desde tal punto se distribuye hacia la cima a medida que la falla se desarrolla. Este hecho implica aspectos importantes para la elección de parámetros.

3 DISCUSIÓN

Volviendo a la Figura 1, uno puede observar que la resistencia pico es desarrollada a niveles bajos de

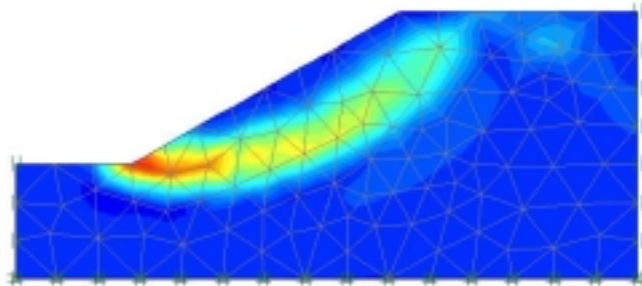


Figura 2. Desarrollo de falla (suelo $c - \phi$).

deformación después de la cual el suelo muestra una reducción en su resistencia hasta un cierto valor último y finalmente el residual. Entonces, la resistencia pico será movilizadada inicialmente en la superficie de falla a partir del pie del talud pero a medida que las deformaciones unitarias de corte se incrementan, la resistencia disminuirá hasta el valor último. Como consecuencia, el esfuerzo de corte promedio movilizadado a lo largo de la superficie de falla alcanzará un valor mucho menor al estimado según los parámetros de resistencia referidos a la resistencia pico.

Tal hecho sugiere que el uso de la resistencia pico en el análisis de estabilidad puede llevar a soluciones poco seguras así como el uso de parámetros de resistencia referidos a los valores últimos puede llevar a soluciones un tanto conservadoras.

Una solución práctica al dilema podría ser el utilizar el criterio de la resistencia pico e incluir niveles mayores de seguridad en el diseño (e.g. factor de seguridad mayor) o utilizar el criterio de resistencia última y reducir los niveles de seguridad. Sin embargo, desde un punto de vista probabilístico el uso de los parámetros de resistencia con los valores últimos resulta más conveniente.

La razón para tal afirmación está en la incertidumbre para la determinación de parámetros a través de ensayos. Los parámetros “últimos” (i.e. estado crítico del suelo) dependen básicamente de la mine-

ralogía del material, por el contrario, los parámetros de resistencia “pico” dependen de factores tales como el índice de sobreconsolidación, el índice de vacíos, densidad y la homogeneidad de su distribución en el terreno. Atkinson (1997) afirma que las mediciones del ángulo de fricción crítico, ϕ'_{cs} , muestran una dispersión pequeña (tal vez $\pm 1^\circ$) comparada con la dispersión de c' y ϕ' (i.e. parámetros pico). Entonces, resulta más lógico el uso de ϕ'_{cs} con un factor de seguridad pequeño que refleja la certidumbre de este parámetro.

Asimismo, Atkinson (1997) recomienda el uso de los parámetros residuales únicamente cuando se tiene certeza de que el talud sufrió deslizamientos previamente a lo largo de su historia.

4 RESUMEN

Era objetivo del presente artículo poner en discusión el problema de la toma de decisiones en cuanto a parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad de taludes se refiere. Una simulación del proceso de falla en un talud fue llevada a cabo en PLAXIS (Vermeer et al, 1998). Los resultados mostraron que la movilización de esfuerzo de corte en la superficie de falla no es uniforme. Se recomienda el uso de parámetros de resistencia referidos al estado crítico del suelo.

REFERENCIAS

- Atkinson, J.H. & Bransby 1978. *The mechanics of soils: an introduction to critical state soil mechanics*. Mc Graw Hill.
- Atkinson, J.H. 1997. Personal parameters. *Ground engineering*.
- Bromhead, E.N. 1986. *The stability of slopes*. Chapman & Hall.
- Vermeer, P.A. & Brinkgreve R.B.J. 1998. *PLAXIS 7: Finite element code for soil and rock analyses*. Rotterdam: Balkema.

Conceptos básicos de mecánica de suelos no-saturados

J.C.Rojas

Laboratorio de Geotecnia, Universidad Mayor de San Simón

1 INTRODUCCION

La teoría de mecánica de suelos clásica supone al suelo en un estado saturado. Pero, en muchas regiones de nuestro planeta, especialmente en las extremadamente áridas, áridas y semiáridas, el nivel freático se encuentra varios metros por debajo de la superficie del suelo. En estos casos la mecánica de suelos no-saturados es la que representa de mejor manera las condiciones reales.

El objetivo de este artículo es el de presentar los conceptos básicos relacionados con la mecánica de suelos no-saturados, para de esta manera familiarizar al ingeniero civil de nuestro medio con la nueva terminología y nomenclatura.

2 FASES COMPONENTES DEL SUELO

Tres son las fases componentes de los suelos no-saturados: sólida, agua y aire. Tomando en cuenta una clasificación rigurosa de fases, se debe añadir la superficie contráctil que es una interfase agua-aire, esta es despreciada cuando se analizan cambios de volumen, pero no así en análisis de esfuerzos. La Figura 1 muestra las diferentes clasificaciones de fases.

La presencia de la fase agua aire en mayor o menor cantidad dentro de los vacíos del suelo clasifica el estado de este en (White et al. 1970):

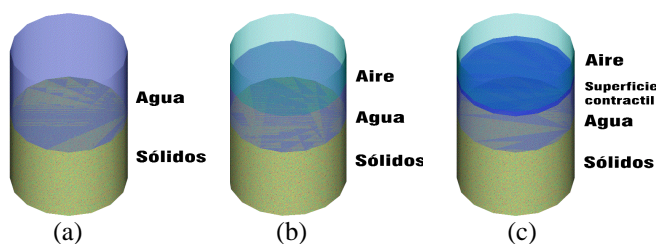


Figura 1. Diagrama de fases: a) suelo saturado, b) suelo no-saturado y c) suelo no-saturado en su diagrama de fases riguroso.

2.1 Estado de efecto límite

La totalidad de los poros del suelo se encuentran llenos de agua, existiendo una continuidad entre el menisco de agua y las partículas de suelo. Ver Figura 2a.

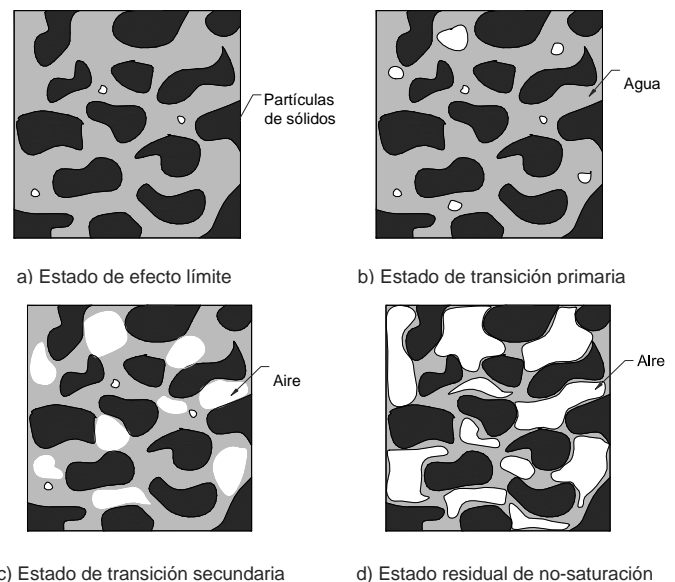


Figura 2. Probables variaciones del área de agua (Vanapalli et al. 1996).

2.2 Estado de transición

Consta de dos etapas, en la primera, la cantidad de agua en contacto con las partículas de suelo se reduce, como muestra la Figura 2b. La segunda se presenta con la aparición de bolsas de aire, ver Figura 2c.

A partir de este estado el análisis de esfuerzos debe ser realizado con la teoría de mecánica de suelos no-saturados.

2.3 Estado residual

La fase agua es discontinua y aislada, con películas de agua delgadas alrededor del suelo y el aire, Figura 2d.

3 ZONA VADOSA

Debido a la acción del fenómeno capilar en los suelos, el agua del nivel freático puede ascender a niveles significativos sobre este. La presión del agua sobre el nivel freático es negativa, la región del suelo que se encuentra bajo esta condición es conocida como zona vadosa o zona activa.

La Figura 3 es una representación de la zona vadosa en la que se pueden apreciar los diferentes estados de humedad del suelo.

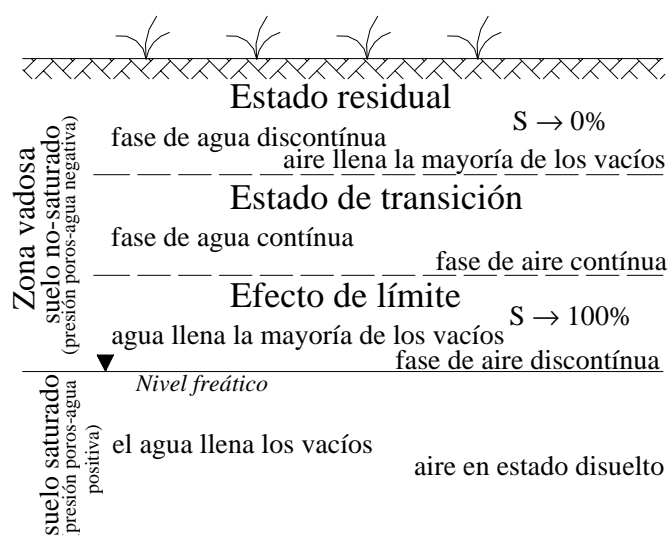


Figura 3. Perfil de suelo con la zonificación de los diferentes estados de humedad.

4 COMBINACIONES DE ESTADO DE ESFUERZO

Por definición una variable de estado de esfuerzo es aquella variable no-material requerida para la caracterización de las condiciones de esfuerzo. Las variables de estado de esfuerzo para suelos no-saturados son: el esfuerzo total, σ , la presión de poros-agua, u_w y la presión poros-aire, u_a .

Las combinaciones de variables de estado de esfuerzo más utilizadas, por ser las más satisfactorias para el uso en la práctica, son dos diferencias de presiones (Fredlund & Rahardjo 1993): El esfuerzo neto, $(\sigma - u_a)$ y la succión matriz, $(u_a - u_w)$.

La succión del suelo o succión total, ψ , es la suma de la succión matriz, $(u_a - u_w)$, y la succión osmótica, π . La succión matriz está en función a las variaciones ambientales. La succión osmótica está relacionada con el contenido de sal en el agua presente en los poros. En pruebas de laboratorio Krahn & Fredlund (1972) demostraron que el cambio en la succión total es esencialmente equivalente al cambio en la succión matriz al cambiar el contenido de humedad del suelo. Generalmente, se asume el efecto de la succión osmótica como despreciable y que la succión total es equivalente a la succión matriz.

5 CURVAS A CONSIDERAR

Varias representaciones gráficas de relaciones son utilizadas en el análisis del comportamiento de suelos en estado no-saturado, a continuación se presentan las tres más importantes.

5.1 Curva característica suelo-agua

La curva característica suelo-agua es sin duda la relación de mayor importancia en la determinación de parámetros de un suelo no-saturado.

Curva característica suelo-agua es la denominación utilizada para identificar la relación entre el contenido de agua volumétrico, θ , y la succión matriz. La Figura 4 muestra la curva característica suelo agua para una arcilla magra de la ciudad de Cochabamba.

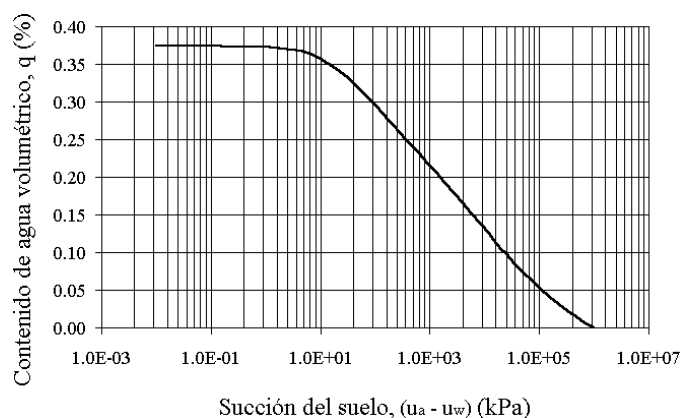


Figura 4. Curva característica suelo-agua para una arcilla magra de la ciudad de Cochabamba.

A partir de la curva se pueden obtener los valores de succión del suelo una vez determinado el contenido de humedad.

La curva característica suelo-agua es conocida también como curva de retención de agua o curva SWCC del inglés soil-water characteristic-curve. Las curvas varían de acuerdo al tipo de suelo, en la Figura 5 se aprecian perfiles comunes.

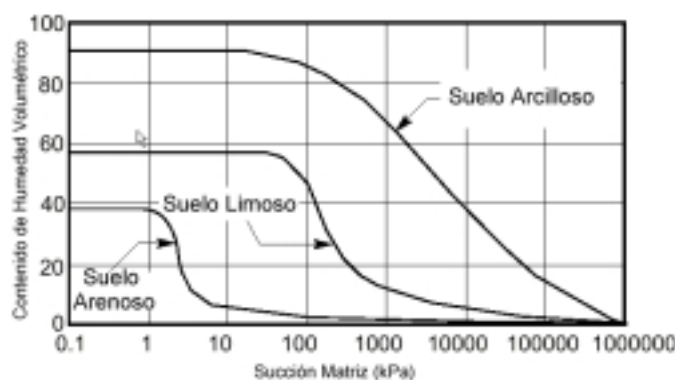


Figura 5. Curvas características suelo-agua para suelos arenosos, limosos y arcillosos (Fredlund & Xing 1996).

Varios son los métodos y formulaciones propuestos para la obtención de la curva, los que serán presentados en volúmenes posteriores de esta revista.

5.2 Curva de conductividad hidráulica

Para comprender la importancia de la consideración de la conductividad hidráulica en condiciones no-saturadas del suelo, es necesario recordar el rango de variación de este parámetro, según Fredlund et al. (1994) para suelos saturados existe una variación de la conductividad hidráulica en un rango mayor a 10^{10} kPa, para un rango de grava a arcilla y al considerarse el estado no-saturado del suelo es posible tener una variación similar al rango anterior, pero solo con el cambio en el contenido de agua de un suelo en particular.

La curva de conductividad hidráulica versus succión del suelo es fundamental en problemas concernientes a flujo de agua en suelo, como los de modelación para la determinación de la migración de contaminantes en el suelo, cálculo de escurrimientos en presas de tierra, etc. La curva correspondiente a una arcilla magra de la ciudad de Cochabamba se muestra en la Figura 6.

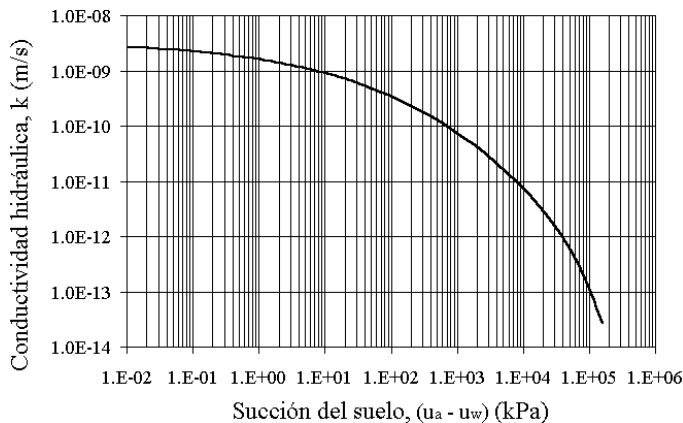


Figura 6. Curva de permeabilidad para una arcilla magra de la ciudad de Cochabamba.

Ésta puede ser determinada mediante ensayos de medición directa o estimada con la ayuda de ecuaciones propuestas.

Relaciones como la curva característica suelo agua (i.e. θ vs. $(u_a - u_w)$) y la curva de permeabilidad (i.e. k vs. $(u_a - u_w)$) son denominadas funciones de suelos no-saturados.

5.3 Curva de contracción

La relación de variación del índice de vacíos versus la succión matriz (i.e. e vs. $(u_a - u_w)$) es conocida como curva de contracción. La curva es determinada con la medición directa del índice de vacíos de

muestras de suelo con diferentes contenidos de humedad. La Figura 7 muestra una curva típica.

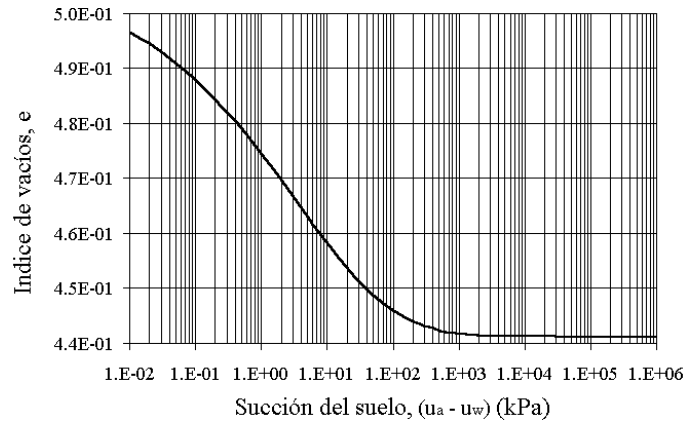


Figura 7. Curva de contracción para una arcilla magra de la ciudad de Cochabamba.

6 ESFUERZO DE CORTE

El esfuerzo de corte para suelos saturados según el criterio de falla de Mohr-Coulomb es:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1)$$

donde τ = esfuerzo de corte; c' = cohesión efectiva; σ' = esfuerzo efectivo normal y ϕ' = ángulo efectivo de fricción interna.

Para suelos en condiciones no-saturadas el esfuerzo de corte puede ser estimado con la ecuación presentada por Fredlund et al. (1978):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2)$$

donde ϕ^b = ángulo que indica la proporción de incremento en el esfuerzo de corte con relación a la succión matriz.

Para la representación gráfica del esfuerzo de corte mediante círculos de Mohr, para suelos no-saturados, estos son dibujados en tres dimensiones, Figura 8, donde el eje de ordenadas representa el esfuerzo de corte y las abscisas el esfuerzo neto y la succión matriz. El plano frontal representa a los suelos saturados donde la succión matriz es cero, en es-

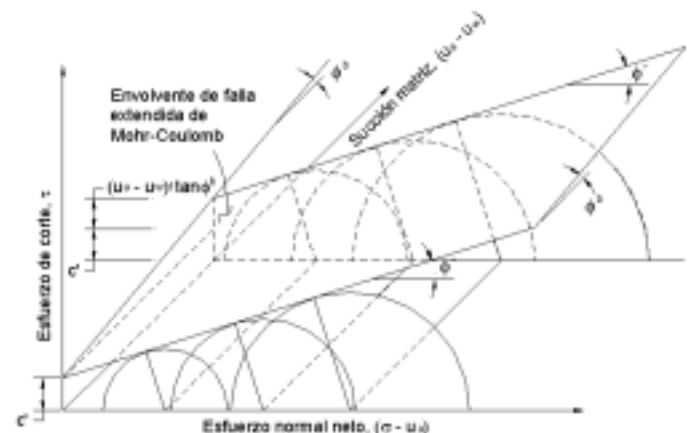


Figura 8. Envolvente de falla extendida de Mohr-Coulomb para suelos no-saturados (Fredlund & Rahardjo 1993).
 te plano el eje de esfuerzo neto cambia de $(\sigma - u_a)$ a $(\sigma - u_w)$ cuando la presión de poros-aire es igual a la presión poros-agua, esto ocurre al estar el suelo saturado.

7 CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante última para suelos no-saturados es calculada con la ecuación propuesta por Terzagui, también utilizada en la mecánica de suelos saturados y presentada como:

$$q_f = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + c N_c + \gamma D_f N_q \quad (3)$$

donde q_f = capacidad portante última; γ = peso unitario del suelo; B = ancho de la zapata; c = cohesión total del suelo; D_f = profundidad de fundación y N_γ , N_c , N_q = coeficientes adimensionales.

La variación entre ambos casos radica en el valor adoptado para la cohesión total del suelo, que para suelos no-saturados es:

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (4)$$

8 CAMBIO DE VOLUMEN

El análisis de cambio de volumen en suelos no-saturados tiene el fin de determinar tanto los asentamientos como la expansión de suelos por efecto del humedecimiento de los mismos. La expansión es un fenómeno que está directamente ligada al cambio en el contenido de humedad del suelo. Por lo tanto, el análisis del valor del cambio de volumen debido a este fenómeno es importante en suelos de índices de expansión importantes.

La ecuación de cambio de volumen utilizada en la mecánica de suelos clásica (i.e. mecánica de suelos saturados) es:

$$de = a_v d(\sigma - u_w) \quad (5)$$

donde de = cambio en el índice de vacíos; a_v = coeficiente de compresibilidad.

Para un estado no-saturado del suelo, es necesario definir el cambio de volumen a través de dos relaciones constitutivas independientes, entendiéndose por relación constitutiva una fórmula que enlaza variables de estado de deformación apropiadas. La Ecuación 6 determina el cambio en el índice de vacíos, de , para un suelo no-saturado bajo carga tridimensional isotrópica y es la primera relación constitutiva.

$$de = a_t d(\sigma_{mean} - u_w) + a_m d(u_a - u_w) \quad (6)$$

donde a_t = coeficiente de compresibilidad con respecto al cambio en el esfuerzo normal neto, $d(\sigma_{mean} - u_a)$; a_m = coeficiente de compresibilidad con respecto al cambio en la succión del suelo, $d(u_a - u_w)$.

La segunda relación constitutiva corresponde a la ecuación constitutiva de la fase agua. Para cargas tridimensionales la relación es:

$$dw = b_t d(\sigma_{mean} - u_a) + b_m d(u_a - u_w) \quad (7)$$

donde b_t = coeficiente de cambio de contenido de agua con respecto al cambio en el esfuerzo normal neto, $d(\sigma_{mean} - u_a)$; b_m = coeficiente de cambio de contenido de agua con respecto al cambio en la succión del suelo, $d(u_a - u_w)$.

Es posible visualizar las ecuaciones constitutivas como superficies constitutivas tridimensionales. La Figura 9 muestra la superficie constitutiva tridimensional para una arcilla magra no-saturada.

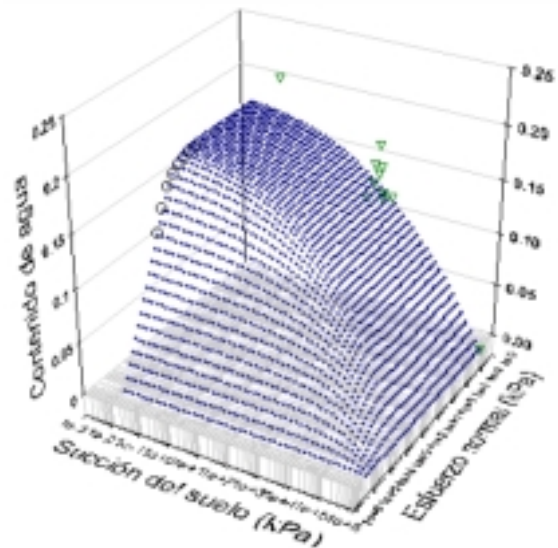


Figura 9. Superficie constitutiva de contenido de agua para arcilla magra de Cochabamba.

REFERENCIAS

- Fredlund, D.G. 1995. The scope of unsaturated soil mechanics: An overview. In A.W. Clifton, G.W. Wilson & S.L. Barbour (eds), *Emergence of unsaturated soil mechanics: Fredlund volume*: 140-156. Ottawa: NRC Research Press.
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. 1986. Unsaturated soil consolidation theory and laboratory experimental data. In R.N. Yong & F.C. Townsend (eds), *Consolidation of soils: testing and evaluation, ASTM STP 892*: 154-169. Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. 1993. *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York: John Wiley & Sons, INC.
- Ho, D.Y.F., Fredlund, D.G. & Rahardjo, H.. 1992. Volume change indices during loading and unloading of an unsaturated soil. In A.W. Clifton, G.W. Wilson & S.L. Barbour (eds), *Emergence of unsaturated soil mechanics: Fredlund volume*: 528-539. Ottawa: NRC Research Press.
- Simons, N. & Menzies, B. 2000. *Foundation Engineering*. London: Thomas Telford.

Modelación de la interacción entre zapatas aisladas y superestructura

F.López
RAM International

1 INTRODUCCION

La modelación de la interacción entre zapatas aisladas y superestructura ha sido en el pasado un problema difícil de estimar y evaluar. La complejidad de los métodos propuestos requería el uso de herramientas costosas, como programas de ordenador especiales que no justificaban su uso para el caso general de estructuras intermedias o pequeñas. En este artículo se presenta un método aplicado por el programa de análisis y diseño estructural RAM Advance que pone a la mano del ingeniero una herramienta sencilla y simple para resolver este problema.

2 MODELACIÓN DEL PROBLEMA

Cualquier zapata sufre una rotación cuando es sometida a cargas laterales, lo que modifica el momento flector del pilar y la distribución de los esfuerzos en el suelo, Figura 1a y 1b.

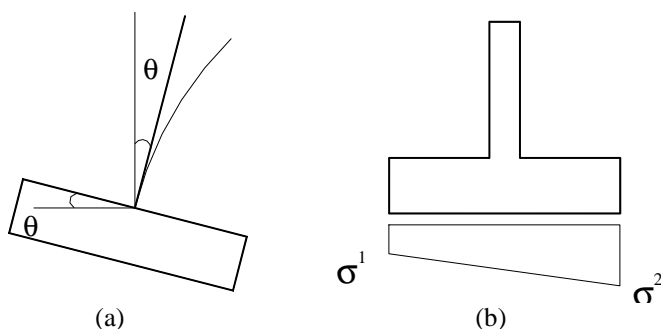


Figura 1. a) Rotación real de la zapata. b) Esfuerzos en el suelo. Nótese que la zapata rota debido al asentamiento diferencial del suelo.

En la práctica común, el ingeniero asume en el análisis que el soporte se encuentra restringido a la rotación (i.e. apoyo fijo), entonces las solicitaciones y las deformaciones de la columna son subestimadas. Una técnica más adecuada necesitará considerar la interacción suelo-estructura, que en este caso ra-

dica en el efecto del suelo en la traslación vertical y en la rotación de la zapata. Este fenómeno puede modelarse usando resortes que restrinjan la rotación y traslación.

Si se ignora la rotación de la zapata se despreciará el incremento de momento flector en la columna y la reducción de momento en la zapata. Es por esto, que el modelo debe incorporar la excentricidad de la carga y la rotación de la zapata cuando esto sea apropiado. Por ello se recomienda utilizar un trecho rígido que vaya desde el eje de la columna al centroide de la zapata. Esta modelación será correcta cuando la zapata se comporte como un miembro rígido, lo que ocurre comúnmente en la práctica siendo la flexión en la zapata despreciada. Esta hipótesis es la adoptada por el método utilizado en RAM Advance y se ilustra en la Figura 2.

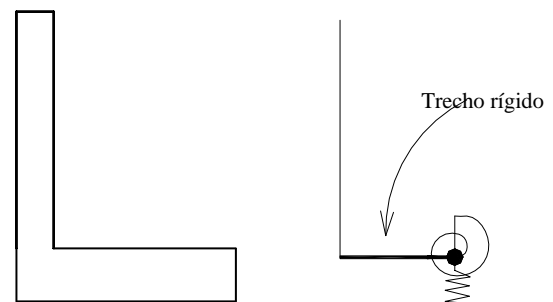


Figura 2. La zapata excéntrica se modela usando un trecho rígido que va hasta el centro geométrico de la zapata con sus respectivos resortes traslacionales y rotacionales.

3 DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE LOS RESORTES ROTACIONALES

El cálculo de los coeficientes de los resortes verticales traslacionales es bien conocido y se realiza en función del coeficiente de balasto y al área de la base de la zapata. En cambio, los resortes rotacionales no son frecuentemente utilizados y requieren del cálculo de la rotación de la zapata. Los parámetros

que intervienen en la rotación y cálculo de las constantes de los resortes se muestran en la Figura 3.

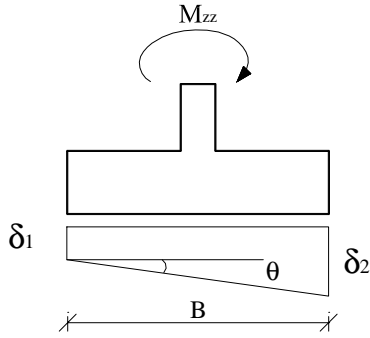


Figura 3. Parámetros que intervienen en la rotación y cálculo de las constantes de los resortes.

Para el modelo propuesto, la zapata se modela con tres resortes, uno traslacional, k_t , y dos rotacionales, k_{rxx} y k_{rzz} . Existen dos métodos disponibles para calcular las constantes de los resortes, los que son descritos en este acápite.

Las principales consideraciones a tomar en cuenta en ambos modelos son: a) El modelo de resortes rotacionales es válido sólo si la base de la fundación se encuentra en pleno contacto con el suelo, b) El modelo típico de apoyo fijo es válido cuando la rotación de la zapata es despreciable y la rigidez de la zapata respecto al pilar es grande, solo utilizable en zapatas céntricas, ver Figura 4.

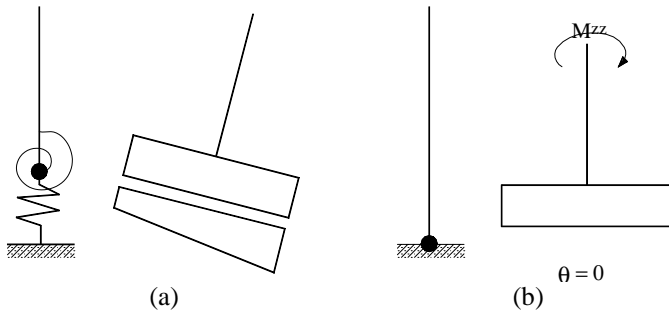


Figura 4. a) El modelo de resortes rotacionales es válido sólo si la base de la fundación se encuentra en pleno contacto con el suelo. b) El modelo típico de apoyo fijo es válido cuando la rotación de la zapata es despreciable y la rigidez de la zapata respecto al pilar es grande.

3.1 Método Directo

$$k_t = k_s BL \quad (1)$$

$$k_{rxx} = \frac{k_s BL^3}{12} \quad (2)$$

$$k_{rzz} = \frac{k_s LB^3}{12} \quad (3)$$

donde k_s = coeficiente de balasto (i.e. fuerza/área por unidad de longitud de asentamiento, p. ej. kN/m²/m); B = base de la zapata y L = ancho de la zapata. Para el cálculo de k_r se asume que k_s es uniforme bajo todo el área de la base de la zapata. La deducción de la constante k_r es como sigue:

La constante del resorte vertical es:

$$k_t = k_s BL \quad (4)$$

Para la rotación alrededor del eje zz:

$$\tan \theta = \frac{(\delta_2 - \delta_1)}{B} \quad (5)$$

donde θ = ángulo de inclinación del diagrama de deformaciones bajo la zapata; δ_1 = deformación menor bajo la zapata y δ_2 = deformaciones mayor bajo la zapata. Considerando que θ es pequeño:

$$\tan \theta = \theta \quad (6)$$

entonces:

$$\theta = \frac{(\delta_2 - \delta_1)}{B} \quad (7)$$

El cambio de esfuerzos bajo la esquina de la zapata es igual al momento dividido entre el módulo de sección de la zapata

$$\Delta \sigma = \frac{M \left(\frac{B}{2} \right)}{L \left(\frac{B^3}{12} \right)} = \frac{6M}{B^2 L} \quad (8)$$

donde $\Delta \sigma$ = cambio de tensión y M = momento. De la definición de coeficiente de balasto:

$$k_s = \frac{\sigma}{\delta} \quad (9)$$

La tensión en el suelo puede calcularse considerando el análisis convencional de zapatas rígidas a partir de principios de la resistencia de materiales, para flexión biaxial y compresión:

$$\sigma_1 = \frac{N}{BL} - \frac{6M_{zz}}{B^2 * L} \quad (10)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{BL} + \frac{6M_{zz}}{B^2 L} \quad (11)$$

donde N = fuerza normal.

Sustituyendo las Ecuaciones 10 y 11 en la Ecuación 7 se tiene:

$$\theta = \frac{12M_{zz}}{B^3 L} \quad (12)$$

Por otra parte:

$$k_{rzz} = \frac{M_{zz}}{\theta} \quad (13)$$

así:

$$k_{rzz} = \frac{k_s LB^3}{12} \quad (14)$$

expresando la constante rotacional en función de la constante traslacional, se tiene:

$$k_{rzz} = \frac{k_t B^2}{12} \quad (15)$$

3.2 Método de Taylor

El método fue propuesto por Taylor en 1967 en el artículo "Design of Spread Footings For Earthquake Loadings", presentado en la 5^{ta} Conferencia de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones (SMFE).

Este método no asume una rigidez uniforme del suelo bajo la fundación. El método calcula la rigidez rotacional sobre la base de las propiedades del suelo y de las dimensiones de la fundación. Las propiedades del suelo están incorporadas y representadas en el coeficiente de balasto, siendo el único dato necesario.

Para la rotación alrededor del eje zz :

$$\tan \theta = \frac{(1 - \mu^2) M_{zz} I_\theta}{E_s B^2 L} \quad (16)$$

donde μ = coeficiente de Poisson; E_s = módulo de deformación del suelo y I_θ = factor de influencia. El factor de influencia para zapatas rígidas puede ser expresado como:

$$I_\theta = \frac{16}{\pi(1 + 0.22 B/L)} \quad (17)$$

La consideración asumida para la Ecuación 6 es también aplicable en este método. La relación propuesta por Vesic para k_s en función de E_s es:

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad (18)$$

Se tiene:

$$\theta = \frac{I_\theta M_{zz}}{B^3 L} \quad (19)$$

también:

$$k_{rzz} = \frac{M_{zz}}{\theta} \quad (20)$$

sustituyendo la Ecuación 19 en la 20 resulta:

$$k_{rzz} = \frac{k_s LB^3}{I_\theta} \quad (21)$$

por último:

$$k_{rzz} = \frac{k_t B^2}{I_\theta} \quad (22)$$

Como se puede apreciar, ambos métodos llegan a una ecuación bastante similar que puede ser utilizada en el cálculo de los resortes rotacionales. Con esta forma de modelación se hace posible una mejor representación de las zapatas tanto excéntricas como aisladas, pudiendo aplicarse el mismo concepto incluso a zapatas combinadas.

Determinación de la dispersividad de los suelos arcillosos en el valle de Sacaba

H. Claros

Laboratorio de Geotecnia, Universidad Mayor de San Simón

1 INTRODUCCIÓN

En un estudio realizado por el Laboratorio de Geotecnia en la región de Arocagua, ubicada en el valle de Sacaba, se determinó la presencia de arcilla dispersiva. La erosión interna que caracteriza este tipo de arcilla ha sido identificada como la causante de problemas de asentamientos excesivos en las viviendas recientemente construidas en esta zona.

La arcilla dispersiva ha sido definida como un tipo especial de suelo que se caracteriza por presentar un elevado contenido de cationes de sodio en el agua presente en sus poros, estos cationes rodean totalmente a las partículas de arcilla con cargas positivas y ocasionan que las fuerzas de repulsión excedan a las de atracción; de esta manera, las partículas de arcilla son fácilmente puestas en suspensión en presencia de agua, siendo acarreadas hacia los estratos inferiores a través de orificios dejados por raíces, actividad de roedores o desecación del suelo.

2 OBTENCIÓN DE MUESTRAS

Las muestras fueron obtenidas de las zonas de Arocagua, Quintanilla y Pucara, ubicadas en el valle de Sacaba.

Se recurrió a la excavación de calicatas, con la ayuda de picotas y palas, hasta una profundidad promedio de dos metros para la extracción de muestras alteradas, siendo estas representativas de los tipos de suelo encontrados. Asimismo, este método de obtención de muestras permitió observar la presencia de orificios provocados por la tubificación que caracteriza a las arcillas dispersivas.

Una vez extraídas, las muestras fueron cubiertas con bolsas plásticas, con el objetivo de mantener el contenido de humedad natural, requisito importante para la realización de los ensayos que determinan la dispersividad de los suelos.

3 ENSAYOS REALIZADOS

La dispersividad de una arcilla puede ser determinada a través de cuatro ensayos que son presentados a continuación, en orden de confiabilidad de resultados:

1. Ensayo de erosión interna, Pinhole test, propuesto por Sherard et al. (1976).
2. Análisis químico del extracto de agua de poros, propuesto por Sherard et al. (1972).
3. Método estándar para las características dispersivas de suelos arcillosos por doble hidrometría, procedimiento según ASTM D 4221-90.
4. Ensayo químico de fracciones de suelo, Crumb Test, propuesto por Emerson (1967).

El Servicio de Conservación del Suelo, SCS, considera insuficiente solo un ensayo para la detección y clasificación de las arcillas dispersivas, siendo aceptable para este propósito la realización de tres de los mencionados en la lista anterior.

Los procedimientos seguidos en los ensayos realizados son presentados a continuación:

3.1 Ensayo de erosión interna

El ensayo está descrito en la norma ASTM D4647-93. Básicamente consiste de realizar una perforación de 1 mm de diámetro a lo largo de una muestra compactada, para luego permitir la circulación de agua destilada a través del orificio, bajo las siguientes cargas hidráulicas: 50, 180, 380 y 1020 mm de columna de agua. El equipo utilizado se muestra en la Figura 1.

La clasificación del grado de dispersividad según el ensayo de erosión interna es la siguiente:

- D-1 y D-2 dispersivas
- ND-4 y ND-3 moderadamente dispersivas
- ND-2 y ND-1 no dispersivas

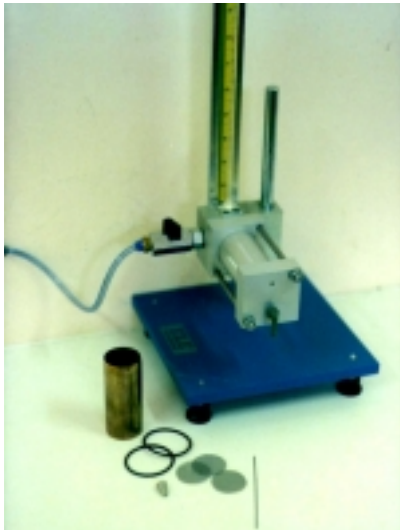


Figura 1. Equipo utilizado en el ensayo de erosión interna.

3.2 Análisis químico del extracto de agua de poros

Como su nombre lo indica, consiste de realizar la determinación de las cantidades de los cuatro cationes metálicos principales presentes en el agua de los poros del suelo. Los cationes son: Calcio (Ca), Magnesio (Mg), Sodio (Na) y Potasio (K), expresados en miliequivalentes por litro (meq/l). La suma de las cantidades de estos cuatro cationes es conocida como el total de sales disueltas, TDS, siendo el porcentaje de sodio igual a la cantidad de sodio dividida entre el TDS. En función a estos dos parámetros y con la ayuda de la Figura 2 se determina el grado de dispersividad de un suelo.

3.3 Ensayo de doble hidrometría

El ensayo de doble hidrometría consiste en la realización de dos ensayos hidrométricos, uno con agente dispersor y el otro prescindiendo de este. Ambos resultados son comparados a través del índice de dispersión, que está determinado según la siguiente ecuación:

$$\% \text{ dispersión} = \frac{\% < 5 \mu\text{m obtenido con ensayo doble hidrometría}}{\% < 5 \mu\text{m obtenido con ensayo de hidrometría}} \quad (1)$$

Se considera que una muestra es dispersiva cuando el porcentaje de dispersión de ésta excede al 35%.

El grado de confiabilidad de este ensayo es del 85%.

4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

La Figura 2 presenta los puntos obtenidos según el ensayo del extracto de agua de poros, adicional-

mente se ha incluido la nomenclatura que corresponde a los resultados de los ensayos de erosión interna en muestras similares. Comparando los resultados de ambos ensayos se ha concluido que la relación de estos es muy estrecha.

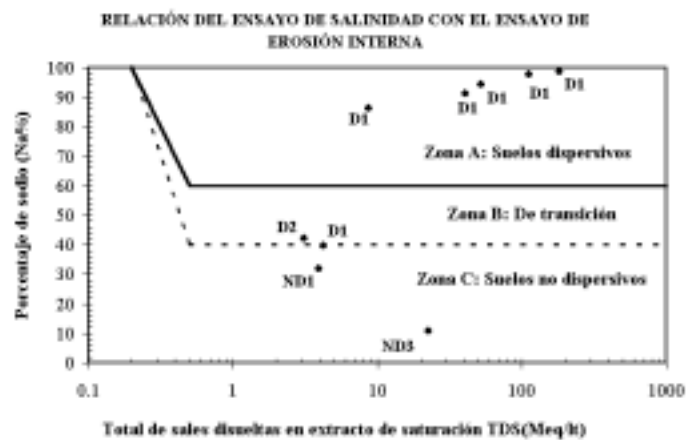


Figura 2. Resultados del ensayo de erosión interna y del análisis químico del extracto de agua de poros

Los resultados del ensayo de doble hidrometría no muestran relación con los obtenidos en el ensayo de erosión interna, pues el porcentaje de dispersión, correspondiente a todas las muestras excede al 35%. Sin embargo, la realización de este ensayo ha sido importante para verificar la dispersividad de las muestras. En la Figura 3 se presentan los resultados de uno de los ensayos de doble hidrometría realizados.

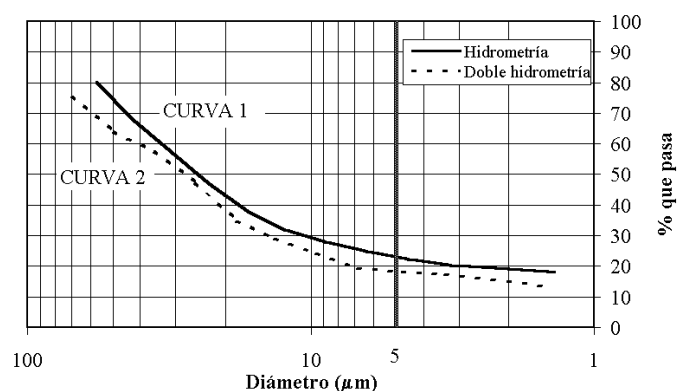


Figura 3. Gráfica del ensayo de doble hidrometría.

De manera complementaria, fueron realizados ensayos para la determinación de los límites de consistencia de Atterberg con el fin de relacionar el grado de plasticidad de las muestras con su grado de dispersividad, este último obtenido mediante el ensayo de erosión interna. Se ha visto que la mayor parte de las arcillas identificadas como dispersivas corresponden a arcilla magra (CL) clasificadas según el Sistema Unificado, salvo una excepción registrada como arcilla grasa (CH), como muestra la

Figura 4. El resultado de la comparación de estos dos parámetros no presenta una relación con la cual se pueda identificar una arcilla dispersiva por medio de los límites de consistencia; sin embargo, se ha observado que la plasticidad del suelo tiene una relación inversamente proporcional a la dispersividad.

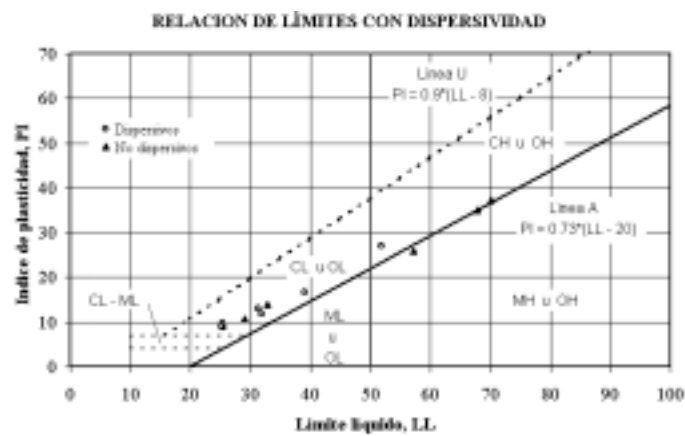


Figura 4. Resultados del ensayo de erosión interna y de los índices de plasticidad de las muestras.

Adicionalmente, se debe aclarar que los resultados obtenidos podrían interpretarse como una coincidencia, no obstante, estudios realizados por investigadores de este tipo de suelo dan cuenta de la posibilidad de la existencia de esta relación. Un número mayor de ensayos sobre muestras similares serán necesarios para validar o descartar la relación.

REFERENCIAS

- López, F. 1999. Presencia de arcillas dispersivas en zonas urbanas de la ciudad de Cochabamba. *Revista Geotecnia*, Vol. 5 Ed.1.
- Lovell, C.W. & Wiltshire, R.L. 1987. Engineering aspects of soil erosion, dispersive clays and loess. *Geotechnical special publication N°10*.
- Sherard, J.L.; ASCE, F.; Dunnigan L.P.; Decker R.S.; and Members, ASCE 1976. Identification and nature of dispersive soils. In Sukhmander Singh (ed.), *Embankment dams: James L. Sherard contributions; Geotechnical special publication N°32*.

Programas computacionales en el GTUMSS

El Laboratorio de Geotecnia - UMSS cuenta con una serie de programas especializados en los campos de análisis de suelos, estructuras y aguas subterráneas, con los que realiza sus tareas de investigación y servicios, de los que se presenta a continuación una descripción breve.

1. **SEEP/W versión 4**, desarrollado por Geo-Slope International, modela flujo de agua en condiciones no-saturadas y saturadas del suelo, utilizando el método de los elementos finitos. La modelación del flujo en condiciones no-saturadas posibilita el análisis de problemas físicamente más realistas. Se usa en el GTUMSS para el análisis de flujo de agua en el subsuelo, considerando a éste en 2D.



SEEP/W for finite element seepage analysis

2. **SIGMA/W versión 4**, desarrollado por Geo-Slope International, analiza esfuerzos y deformaciones en el suelo con la posibilidad de interactuar estructuras de ingeniería. Usa el método de los elementos finitos como base matemática y permite emplear varias relaciones constitutivas de esfuerzo-deformación aplicables a suelos. Es utilizado en el GTUMSS en el análisis de problemas complicados de suelos sometidos a esfuerzos y en los que se desea conocer la deformación y/o asentamiento.

SIGMA/W for finite element stress and deformation

3. **SLOPE/W versión 4**, desarrollado por Geo-Slope International, analiza la estabilidad de taludes, modela suelos heterogéneos, estratigrafías complejas y de diferentes geometrías con condiciones variadas de presión de poros. Adicionalmente permite realizar análisis probabilísticos. Se usa en el GTUMSS para análisis de estabilidad y estabilización de taludes.

SLOPE/W for slope stability analysis

4. **CTRAN/W versión 4**, desarrollado por Geo-Slope International, modela migración de contaminantes en condiciones saturadas o no-saturadas en 2D. En el GTUMSS, este es empleado para la modelación de problemas de contaminación de suelos a nivel preliminar.

CTRAN/W for finite element contaminant transport



5. **SOILVISION Versión 2**, desarrollado por SoilVision System Ltda., estima y ajusta las variaciones de propiedades de suelos no-saturados en función al cambio en el contenido de humedad de éstos. Brinda funciones de propiedades como: curva característica suelo-agua, conductividad hidráulica, esfuerzo de corte, consolidación, contracción, compactación, calor específico, conductividad térmica, contenido de agua de fusión, coeficiente de difusión, etc. Fue adquirido por el GTUMSS para respaldar el estudio de los suelos no-saturados.

6. **RAM Advanse versión 3.1.17**, desarrollado por la RAM International, es un programa flexible de ingeniería estructural capaz de generar análisis en 3D, que permite modelar y analizar estructuras. Fue adquirido por el GTUMSS especialmente para el análisis de la transmisión de las cargas en estructuras a la fundación.



7. **PLAXIS versión 7**, desarrollado por Plaxis B. V, es un código de elementos finitos para el análisis del suelo y roca. Herramienta aún más flexible y de mayor rendimiento que el SIGMA/W.

8. **Groundwater Modeling System (GMS)**, desarrollado por el Departamento de Defensa de los Estados Unidos de Norte América, es una interfase de programas para la modelación matemática tridimensional de flujo de agua, transporte de contaminantes y bioremediación en suelo, en condiciones saturadas o no-saturadas del suelo. Presenta animaciones 3D de los resultados obtenidos.



9. **GRIVEL versión 1**, desarrollado por BRGM del Departamento Geofísico de Francia, es un programa que permite realizar las curvas de inversión de los resultados obtenidos en los ensayos de resistividad eléctrica.

10. **LabVIEW versión 1**, desarrollado por National Instruments, es un lenguaje de programación que permite controlar los puertos de adquisición de datos de la computadora y los puertos de salida de datos de los equipos electrónicos de medida. Con este lenguaje se automatizaron muchos de los ensayos de laboratorio que se realizan en el GTUMSS.

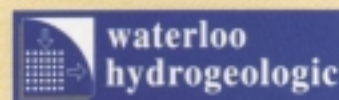
Últimos acontecimientos

1. Pasantía en Bélgica. Raúl Jiménez Rueda y Valentín Ortiz Ajno, técnicos del laboratorio, realizaron en la Universidad de Gante, Bélgica, una pasantía en ensayos de campo y laboratorio, desarrollada del 20 de enero al 22 de febrero del 2001.



2. Conferencia internacional de geotecnia. El 6 de abril del 2001, el GTUMSS organizó la conferencia internacional "Geotechnical considerations related to the El Feidan – Egypt bridge design" con la participación de William F. Van Impe de la Universidad de Gante – Bélgica y actual presidente del comité técnico TC-5: Ingeniería Ambiental y del comité técnico T-18: Pilotes de fundación, de la ISSMGE. Presentándose las experiencias obtenidas en el diseño y construcción de fundaciones profundas en el puente giratorio El Feidan en Egipto.

3. Curso de capacitación. Del 7 al 10 de mayo del 2001 en la ciudad de Santiago de Chile, Juan Carlos Rojas Vidovic participó del Curso de Modelación Matemática Tridimensional de Aguas Subterráneas, aplicada a situaciones de atenuación natural, remediación y manejo de recursos hídricos organizado por la empresa Waterloo Hydrogeologic Inc.



4. Simposio panamericano. En la ciudad de Cartagena de Indias, Colombia, del 29 de julio al 3 de agosto del 2001, se realizó el III Simposio Panamericano de Deslizamientos, organizado por el Comité Sudamericano de Movimientos en Masa, la Sociedad Colombiana de Geotecnia y la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. A este evento el Laboratorio de Geotecnia presentó cuatro artículos, dos de los cuales fueron expuestos por Ludger Suárez Burgoa y uno por Mauricio Salinas Pereira quien además participó como presidente de una de las sesiones y panelista en el foro debate del simposio.

Conferencias de interés

Entre las muchas conferencias nacionales e internacionales que existen en la temática de la geotecnia y ciencias relacionadas, les recomendamos tomen en cuenta las siguientes:

1. Segundo Congreso Nacional de la Ciencia del Suelo. La Universidad Mayor de San Simón; el Centro de Levantamientos Aeroespaciales y Aplicaciones SIG para el Desarrollo Sostenible de los Recursos Naturales, CLAS; el Programa Manejo Integral de Cuencas, PROMIC; CIAB; y la Facultad de Ciencias Agrícolas, Pecuarias, Forestales y Veterinarias, están realizando el Segundo Congreso Nacional de la Ciencia del Suelo del 19 al 21 de septiembre del 2001 en Cochabamba, Bolivia. Para datos adicionales visitar <http://geocities.com/suclos2001>.



2. UNSAT 2002. La Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica; la Sociedad Brasileña de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica y la Universidad Federal de Pernambuco organizan la Tercera Conferencia Internacional sobre Suelos-No-Saturados, a llevarse a cabo en Recife, Brasil del 10 al 13 de marzo del 2002. Mayor información en <http://www.ufpe.br/unsat2002> ó unsat@npd.ufpe.br

3. Simposio Latinoamericano sobre Control de Erosión. La Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta de Bucaramanga esta organizando el Simposio Latinoamericano sobre Control de Erosión, del 18 al 22 de marzo del 2002, en Bucaramanga, Colombia. Encontrará mayores detalles en erosion@b-manga.multi.net.co.

4. 4ICEG. La Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica esta organizando el Cuarto Congreso Internacional de Geotecnia Ambiental del 12 al 16 de agosto del 2002 en Rio de Janeiro, Brasil. Usted podrá encontrar información sobre este evento en <http://4iceg.ufri.br/> ó 4iceg@geotec.coppe.ufri.br

