

Comportamiento esfuerzo-deformación del suelo: Evolución e Importancia

Stress-strain behavior of soils: Evolution and Importance

Claudia Chamorro-Zurita¹; Alfonso Fernández-Lavín²

¹Instituto de Ingeniería, UNAM - Ciudad de México, México, cchamorroz@iingen.unam.mx

²Instituto de Ingeniería, UNAM - Ciudad de México, México, aferandezl@iingen.unam.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1597>

Resumen

Los modelos que emplean elemento finito son ampliamente usados en la Ingeniería Geotécnica para investigar el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo en condiciones tanto estáticas como dinámicas. En la práctica algunos modelos constitutivos no incluyen aspectos importantes como son: la no linealidad de la rigidez en el estado de esfuerzos, la anisotropía, la dependencia del endurecimiento plástico en las deformaciones volumétricas y tampoco el efecto de la historia de esfuerzos reciente. Si bien el uso de paquetes computacionales se ha popularizado en las últimas décadas, el conocimiento de los modelos constitutivos, la adecuada selección de los parámetros de entrada y la pericia del modelador juegan un papel muy importante. Este trabajo inicia con la definición de trayectorias de esfuerzo y de la teoría del estado crítico como fundamento para el desarrollo de los diferentes modelos constitutivos (de los cuales se hace un breve recuento). Además, se abordan otros temas como: la obtención en laboratorio de los parámetros mecánicos necesarios para el modelado, la influencia del modelo utilizado y el uso del retro análisis. Finalmente, se ejemplifica la importancia de la adecuada selección del modelo numérico y de los datos de entrada en la obtención de resultados a través de casos sencillos.

Palabras clave: *Modelo constitutivo, Mecánica de suelos, Estado crítico, Modelado numérico, Geotecnia, Elemento Finito.*

Abstract

The models that use finite elements are widely used in Geotechnical Engineering to investigate the stress-strain behavior of the soil under both static and dynamic conditions. In practice, some constitutive models do not include important aspects such as stiffness non-linearity concerning stress state, the anisotropy, the dependence of the plastic hardening on the volumetric deformations, and neither the effect of the recent stress history. Although the use of computational software has become popular in recent decades, knowledge of the constitutive models, the proper selection of input parameters, and user expertise play a very important role. This work begins with a review of the Critical State Theory as the basis for the development of the different constitutive models (of which a brief account is made). In addition, other topics are addressed, such as mechanical parameters necessary for modeling assessing in the laboratory, the influence of the model used, and the use of retro-analysis. Finally, the importance of an adequate selection of the numerical model and the input data are discussed in simple practical cases..

Keywords: *Constitutive model, Soil mechanics, Critical state, Numerical modeling, Geotechnic, Finite element method.*

Introducción

El diseño de cimentaciones y estructuras de retención es uno de los problemas más desafiantes en el campo de la Ingeniería geotécnica. Los primeros métodos racionales de diseño fueron establecidos alrededor de 70 años atrás por Karl Terzaghi, quien, junto con sus colaboradores crearon un marco teórico que permitió tratar las particularidades del suelo y las incertidumbres que su comportamiento supone (Terzaghi & Peck, 1948).

Con el paso de los años, se han desarrollado una gran cantidad de investigaciones orientadas a mejorar los métodos de diseño y a comprender mejor el comportamiento del suelo y del sistema suelo-cimentación. Hoy en día, los ingenieros civiles tenemos a disposición herramientas muy avanzadas, así como un vasto conocimiento, producto de dichas investigaciones; sin embargo, muchos diseñadores continúan utilizando los métodos tradicionales. Esto se debe a que la preocupación del diseñador es algo diferente de la del investigador. Mientras el diseñador busca resolver problemas prácticos relacionados con cuestiones económicas que provean seguridad en el desempeño de una manera óptima, el investigador se preocupa de comprender el comportamiento del suelo de una manera precisa, identificando los parámetros que afectan este comportamiento (Poulos et al., 2001).

Aunque estos dos puntos de vista son importantes para el desempeño adecuado de la estructura, generalmente prima el criterio de rapidez en el diseño, lo que empuja al diseñador a utilizar los métodos con los que está familiarizado que normalmente son los que parten del postulado de un mecanismo de falla, de donde se deriva un Factor de Seguridad.

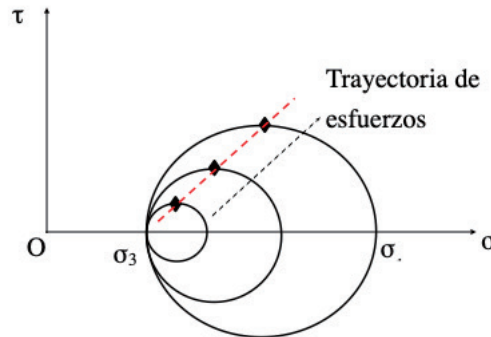
En esta investigación se busca dar a conocer las bases teóricas en las que se fundamentan algunos modelos constitutivos que se utilizan frecuentemente en la predicción del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. También, enfatizar la importancia de la obtención apropiada de los parámetros mecánicos en el laboratorio, sin dejar de lado la utilidad práctica del retro análisis. Para ejemplificar esto, se muestran resultados de una prueba de laboratorio y su modelado con elemento finito en donde se refleja la importancia de la comprensión del modelo utilizado.

Trayectoria de esfuerzos

La descripción completa del estado de esfuerzos requiere de seis componentes (tres componentes de esfuerzo normal y tres de esfuerzo cortante) (Love, 1892). Para estudiar cómo varía el esfuerzo durante el evento en cuestión (aplicación de la carga de trabajo) se utilizan trayectorias de esfuerzo que se obtienen al graficar una componente de esfuerzo (o parámetro) contra otra (Budhu, 2011). Una manera muy simple de visualizar la trayectoria de esfuerzos consiste en considerar los cambios en la circunferencia de Mohr durante la ejecución de un ensayo triaxial (Fig. 1).

Si un elemento de suelo saturado está sometido a la acción de un esfuerzo normal aplicado sobre una superficie horizontal, se denomina a esta acción como esfuerzo total (σ), y para lograr el equilibrio, la reacción está compuesta tanto por el esfuerzo al que están sometido los sólidos, llamado esfuerzo efectivo (σ') como al esfuerzo al que está sometido el líquido presente en los poros del suelo, llamado presión de poro (u). Entonces la ecuación de equilibrio sería $\sigma = \sigma' + u$ (Taylor, 1948).

Figura 1. Definición de trayectoria de esfuerzos en un diagrama de Mohr



En términos de esfuerzo total, al inicio de la etapa de compresión monotónica del ensayo triaxial se observa que $\sigma_1 = \sigma_3$ y la circunferencia de Mohr es un punto ubicado sobre el eje de esfuerzo normal (σ). Conforme el ensayo avanza, σ_1 se incrementa, mientras σ_3 , que es el esfuerzo hidrostático en la cámara, se mantiene constante observándose en la Fig. 1 que el círculo de Mohr crece hacia la derecha. Desde el principio hasta el final de la prueba, el espécimen atraviesa un número infinito de estados, cada uno de los cuales puede ser representado por una circunferencia de Mohr. De esta manera se podrían trazar un número infinito de circunferencias de Mohr durante la compresión monotónica, y al trazar una línea que una los puntos superiores o corona de cada círculo, es posible conocer la trayectoria de esfuerzos a la que fue sometida la probeta durante este ensayo. Las coordenadas de los puntos considerados se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (1)$$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (2)$$

donde las coordenadas (s, t) se conocen como “parámetros de la trayectoria de esfuerzos” y fueron sugeridos inicialmente por investigadores del MIT (Lambe, 1967).

Cuando se efectúa un *ensayo triaxial no drenado* en una probeta de material isótropo, lineal elástico, la trayectoria de esfuerzos totales que se obtiene es una línea recta con una pendiente de 1, es decir que el incremento en el esfuerzo normal es igual al incremento en el esfuerzo cortante ($\Delta s = \Delta t$) (Fig. 2). Para obtener la trayectoria de esfuerzos efectivos es necesario considerar la generación de un exceso en la presión de poro. Conocemos por la ecuación de presión de poro de (Skempton, 1954) (ec. 4) (con $B=1$ y $A=1/3$ para un material elástico saturado) que:

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (3)$$

$$\Delta \sigma'_1 = \frac{4}{3} \Delta t \quad (4)$$

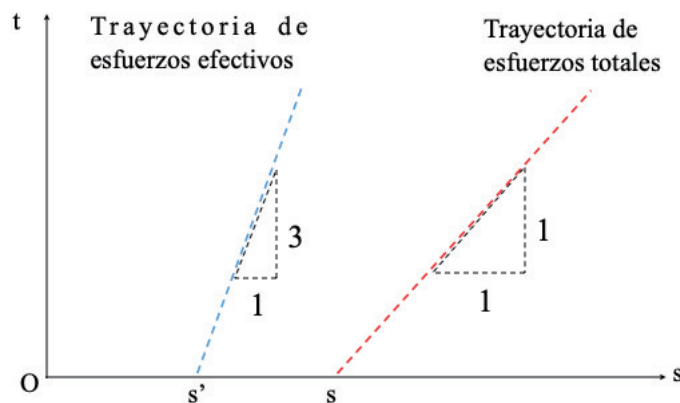
$$\Delta \sigma'_3 = -\frac{2}{3} \Delta t \quad (5)$$

Por lo que:

$$\Delta s' = \frac{1}{2}(\Delta \sigma'_1 - \Delta \sigma'_3) = \frac{\Delta t}{3} \quad (6)$$

$$\frac{\Delta t}{\Delta s'} = 3 \quad (7)$$

Figura 2. Trayectoria de esfuerzos totales y efectivos para un material elástico durante el ensayo triaxial no drenado



En consecuencia, la trayectoria de esfuerzos efectivos en un material isotropo y linealmente elástico sometido al ensayo triaxial no drenado tiene una pendiente de 3.

Si ahora se efectúa el mismo ensayo triaxial no drenado sobre un material elasto-plástico, se observa que una vez que el esfuerzo supera el rango elástico, se produce un cambio en la pendiente de la trayectoria de esfuerzo efectivo, por lo que se puede identificar de manera muy precisa el punto de fluencia.

Aunque los parámetros (s, t) son fáciles de entender y usar, tienen el inconveniente de que no consideran los cambios en el esfuerzo principal intermedio σ_2 . Por esta razón se ha desarrollado una alternativa que considera la energía de deformación para definir los parámetros de la trayectoria de esfuerzos, con lo que se determinó que:

$$p = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3 \quad (8)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]} \quad (9)$$

Donde p es el esfuerzo normal medio (esfuerzo octaédrico), que define la componente de esfuerzos que causa el cambio puramente volumétrico; y, q es el esfuerzo desviador que define la componente de esfuerzo que causa la variación puramente distorsional o de cortante en un material elástico. Comúnmente se conocen estos parámetros como los parámetros Cambridge de la trayectoria de esfuerzos (Roscoe et al., 1958).

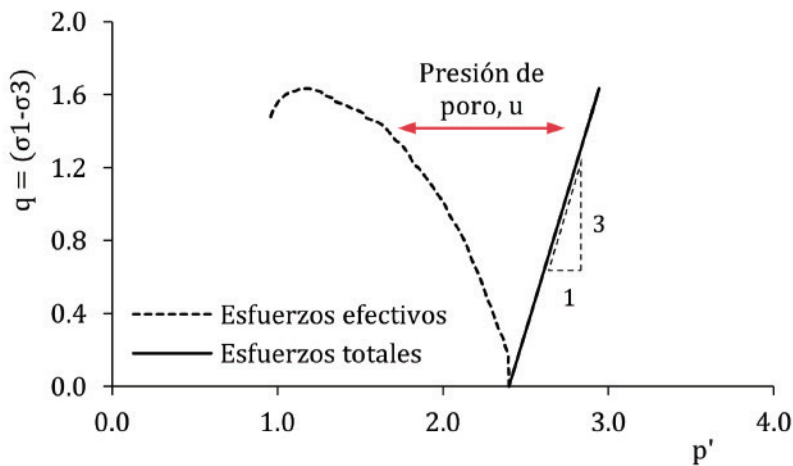
Para las condiciones iniciales del ensayo triaxial, es decir, no hay deformaciones por cortante y el esfuerzo de confinamiento es igual en las direcciones x y z ($x = z$) las coordenadas de la trayectoria de esfuerzos, sea en términos de esfuerzos totales o efectivos, se simplifican a la forma de las siguientes ecuaciones:

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 \quad (10)$$

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad (11)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (12)$$

Figura 3. Trayectoria de esfuerzos totales y efectivos para un suelo arcilloso normalmente consolidado (Espacio de esfuerzos)



En la Fig. 3 se observan las trayectorias de esfuerzos total y efectivo de un material elastoplástico sometido al ensayo triaxial no drenado.

Teoría del estado crítico

Estado crítico o estado de falla último, es el nombre dado al estado de esfuerzos en el cual el suelo ha alcanzado un estado estable, es decir que con el incremento en la deformación por cortante, los siguientes parámetros ya no presentan ningún cambio (Wood, 1994):

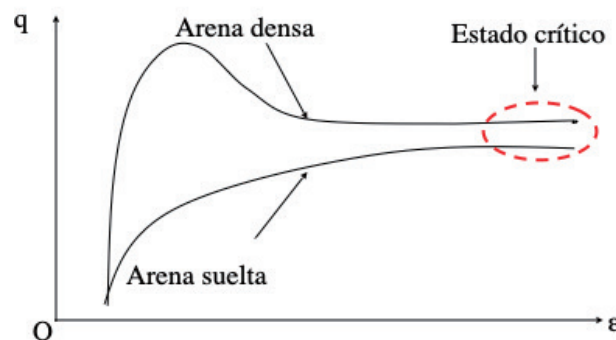
- El esfuerzo efectivo normal o esfuerzo medio efectivo,
- La relación de vacíos; y,
- El esfuerzo cortante o esfuerzo desviador.

En otras palabras, el estado crítico es un “punto final” para el comportamiento del suelo y la falla se refiere a la “última falla”. En la Fig. 4 se muestra esquemáticamente el estado crítico de dos materiales con diferentes mecanismos de falla.

El comportamiento del suelo es muy dependiente de su historia previa de esfuerzos; por ejemplo, ciertos

tipos de comportamiento anisótropo son resultado de variaciones en los esfuerzos durante la historia geológica (O'Kelly, 2006). Los efectos de la historia previa de esfuerzos están relacionados con el arreglo de las partículas (empaquetado), que tiene la ventaja de ser un parámetro escalar. Algunas de las formas de evaluar el arreglo de las partículas son la relación de vacíos (e), el contenido de agua ($w\%$) y el volumen específico (v), que para un suelo saturado se calcula como $v=1+e$.

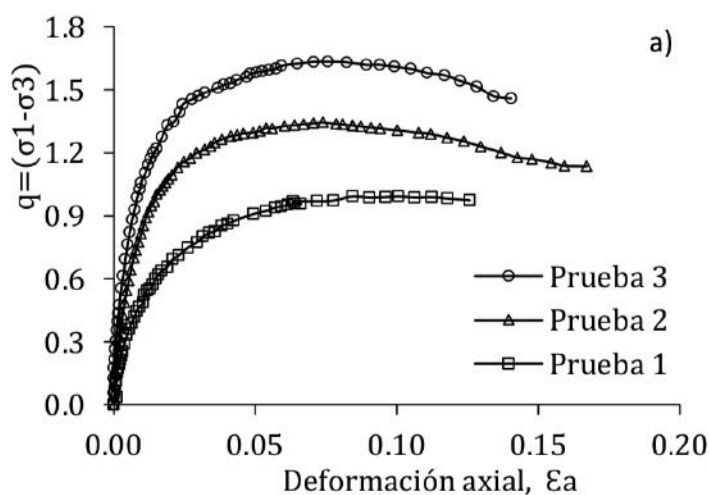
Figura 4. Esfuerzo deformación de dos materiales con diferente mecanismo de falla que alcanzan el estado crítico.

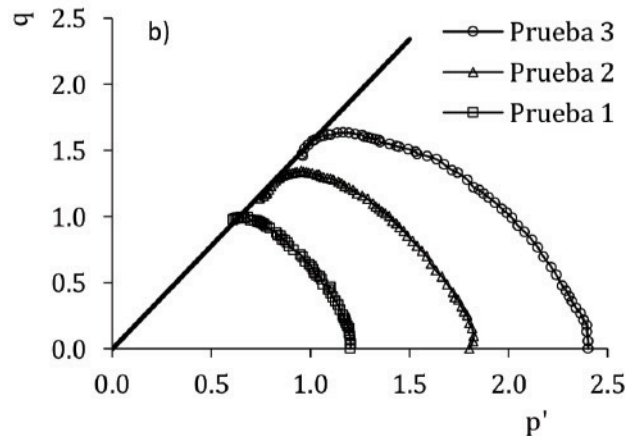


Variables de estado y espacio de estado

La mayoría de los hallazgos y evidencias experimentales en la mecánica del estado crítico fueron obtenidos a partir de pruebas triaxiales y sus resultados son generalmente graficados en el plano convencional $q - \epsilon_a$ (Fig. 5a), donde q es el esfuerzo desviador y ϵ_a es la deformación unitaria axial de la probeta, aunque a menudo es preferible presentar los resultados del ensayo triaxial en el plano $q-p$ ($\sigma' - p'$):

Figura 5. a) Gráfico $q - \epsilon_a$ de una serie de ensayos triaxiales y b) Trayectoria de esfuerzos efectivos para un suelo arcilloso normalmente consolidado (Espacio de esfuerzos)



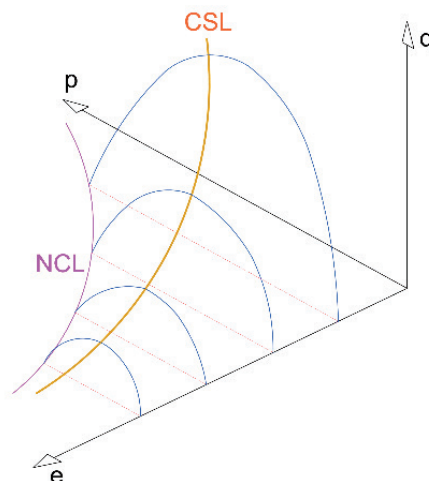


El espacio de esfuerzos $q-p$ (o p') muestra las trayectorias de esfuerzos. Implícitamente se asume que p' y q proporcionan una completa descripción del estado actual de esfuerzos del suelo (Fig. 5b). Nótese que este gráfico no proporciona información alguna sobre el cambio volumétrico o dilatancia del suelo.

En la Fig. 6 se muestra la relación esfuerzo – deformación en el espacio v (o relación de vacíos) – p' . Implícitamente se asume que v proporciona una buena primera aproximación a la estructura del suelo en cuanto al arreglo de las partículas.

La unión de estos dos espacios da origen al espacio de estado $q-p'-e$ (o $q-p'-v$) el cual describe el estado completo del suelo. Este espacio de estado es tridimensional, en donde los gráficos en el espacio de esfuerzos y en el espacio de compresión son meras proyecciones del comportamiento en tres dimensiones (estado crítico), como se aprecia esquemáticamente en la Fig. 6.

Figura 6. Parámetros $p'-q-e$, línea de estado crítico (CSL) y línea normalmente consolidada (NCL)



Elementos del modelo constitutivo

Se ha visto que un material elástico se comporta según la Ley de Hooke Generalizada y su análisis no representa un problema. Por otro lado, los geomateriales no responden al comportamiento elástico perfecto sino solamente a muy pequeñas deformaciones; y, conforme se incrementa el nivel de deformación, el suelo

pasa a un estado elastoplástico por lo que es necesario recurrir a modelos que describan también el comportamiento plástico (Ti et al., 2009). Un modelo completo para la descripción del comportamiento plástico de un material debe contener los siguientes criterios básicos:

Criterio de fluencia. - Define las condiciones bajo las cuales comienza el comportamiento plástico. El criterio de fluencia de un suelo es definido como una combinación de esfuerzos o de parámetros de esfuerzo. Convencionalmente, se escribe la función de fluencia de tal manera que, si se sustituye en esta función el estado actual de esfuerzos, obtener un valor negativo significa que el comportamiento es elástico, es decir, está dentro de la superficie de falla; si el resultado es cero, se está produciendo la fluencia; y, por convención, los valores positivos no están permitidos.

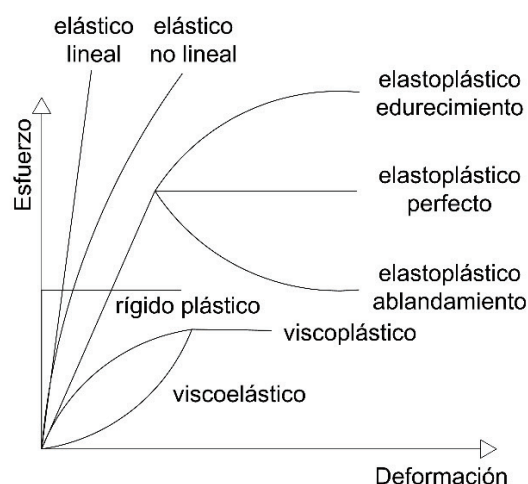
Regla de flujo. - Se ha observado que el comportamiento plástico del material es semejante al flujo de fluidos, por esto se le conoce como “regla de flujo”. La regla de flujo gobierna la forma en la cual el material se deforma (o fluye) en el régimen plástico. La manera más común de representar la regla de flujo es a través de potenciales plásticos, que es una familia de funciones potenciales graficadas en el espacio p' - q . La regla de flujo puede ser asociada (cuando el potencial plástico coincide con el espacio geométrico de fluencia) o no asociada (cuando el potencial plástico no coincide con el espacio geométrico de fluencia).

Regla de endurecimiento. - Los suelos son capaces de resistir el incremento de esfuerzos aún por encima de la fluencia. Este fenómeno se conoce como endurecimiento. En la teoría de la plasticidad, el endurecimiento es representado al permitir que la superficie de fluencia se expanda después de que efectivamente se produjo la fluencia (procesos de descarga – recarga).

Modelos constitutivos más usuales y parámetros requeridos

Seleccionar el modelo constitutivo más adecuado para realizar la simulación dentro de un programa computacional es, junto con los parámetros del suelo, una de las tareas más importantes, pero también una de las más difíciles (Desai & Zaman, 2014). En la Fig. 7 se observan diferentes tipos de modelos constitutivos desarrollados para diferentes materiales. En geotecnia, muchos proyectos requieren principalmente modelos no lineales; otros, sin embargo, se pueden simplificar usando modelos lineales.

Figura 7. Modelos constitutivos más usuales en diferentes tipos de materiales.



Modelos lineales

Los modelos lineales proveen resultados rápidos, pero no muy precisos de la respuesta del material. Estos pueden ser usados en los casos en los que sólo los estados de esfuerzos o deformaciones de la masa de suelo son de interés. No proporcionan información de la localización ni posibles mecanismos de falla.

Entre estos modelos están:

- Modelo elástico lineal, asume una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación, siguiendo la Ley de Hooke, para lo cual usa el módulo de elasticidad o módulo de Young, E .
- Modelo elástico modificado, toma en consideración que durante la descarga la deformación del suelo tiene una componente elástica (recuperable) y otra plástica (permanente), e intenta considerarlo usando un módulo de Young diferente para esta etapa. Además, considera la no linealidad del suelo usando el módulo secante durante la carga en lugar del módulo de Young inicial.

Modelos no lineales

Los modelos no lineales básicos se pueden agrupar en los que tienen origen en el criterio clásico de fluencia de *Mohr – Coulomb*; y, los que se basan en el concepto del *estado crítico* de los suelos.

Criterio de fluencia de Mohr - Coulomb

El criterio de fluencia de Mohr-Coulomb o elastoplástico perfecto adopta la envolvente de falla original e iguala el estado de falla al estado de fluencia (regla de flujo asociada). Sin embargo, presenta algunos inconvenientes. En primer lugar, sugiere que la fluencia solo puede ocurrir si el esfuerzo desviador excede cierto valor en relación con el esfuerzo normal. Bajo compresión isotrópica se tiene $q=0$ mientras que p' se incrementa y el modelo no es capaz de predecir fluencia, aunque en realidad la fluencia sí ocurre y el suelo pasa del estado preconsolidado al normalmente consolidado. En situaciones donde el suelo es normalmente consolidado o ligeramente preconsolidado la aplicación de cargas puede llevar a la fluencia volumétrica que no se puede reproducir con el modelo de Mohr-Coulomb, llevando a errores muy significativos.

Otro inconveniente es que la trayectoria de esfuerzos que se genera en la parte elástica es una línea recta, cuando en realidad la trayectoria se curva hacia la izquierda o hacia la derecha dependiendo del grado de preconsolidación del material.

Entre los modelos que pertenecen a este grupo están:

- Modelo Mohr – Coulomb, la superficie de fluencia está definida en términos de tres funciones límites que se grafican como un hexágono no uniforme en el espacio de esfuerzos principales. La superficie de fluencia tiene esquinas, las cuales pueden causar ciertas complicaciones para implementar el modelo en el método de elemento finito. Por otro lado, tiene la ventaja de que la mecánica de suelos tradicional, y parcialmente también la mecánica de rocas, están basadas en este modelo.
- Modelo de Drucker-Prager, conocido también como el modelo de Von Mises extendido, modifica la función de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb para evitar singularidades asociadas con las esquinas y se grafica en forma de cono cilíndrico en el espacio de esfuerzos principales.

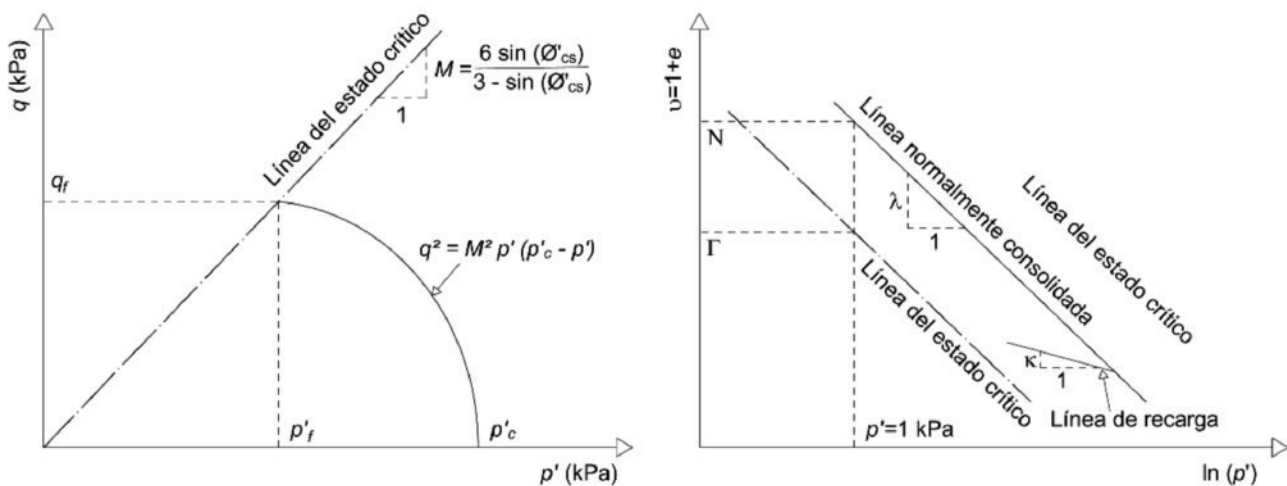
- Modelo Mohr–Coulomb Modificado, al igual que el modelo Drucker-Prager, suaviza las esquinas de la superficie de fluencia de Mohr-Coulomb. La proyección de la superficie de fluencia en el plano desviador atraviesa todas las esquinas del hexágono de Mohr-Coulomb. En este modelo se puede esperar una respuesta ligeramente más rígida que en los modelos de Drucker -Prager y de Mohr Coulomb.

Criterio del Estado Crítico

Dentro de este grupo están los siguientes modelos:

Cam *Clay Modificado*. Tiene su base en ensayos triaxiales realizados sobre arcillas blandas de propiedades controladas y permite predecir la variación de la relación de vacíos (o deformación volumétrica) en función del logaritmo del esfuerzo efectivo medio.

Figura 8. Superficie de fluencia (izq.) y relación entre la línea normalmente consolidada y la línea del estado crítico con la deformación (der.) del modelo Cam Clay modificado.



La Fig. 8(der.) muestra una línea de consolidación normal (NCL) y las curvas de descarga-recarga que pueden ser un grupo dependiendo de los ciclos carga-descarga realizados. Supóngase que el suelo ha sido consolidado en la cámara triaxial (consolidación isótropa) hasta un cierto nivel de esfuerzos, llamado esfuerzo de preconsolidación (o de fluencia), y ahora es descargado dando origen a la línea de descarga – recarga. En el siguiente paso se recarga al suelo, el cual se mueve sobre la línea de descarga-recarga hasta que vuelve a alcanzar el esfuerzo de preconsolidación, que sería igual al último esfuerzo aplicado durante la etapa de carga inmediatamente anterior. En este punto el suelo comienza a moverse a nuevamente sobre la línea de consolidación normal.

De la Fig. 8 se puede determinar las siguientes ecuaciones

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad (13)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \quad (14)$$

Donde K es la pendiente de la curva de descarga – recarga, λ es la pendiente de la línea de consolidación normal (rama virgen); y, e es la relación de vacíos. Los parámetros K y λ se pueden establecer a partir del ensayo de consolidación unidimensional (consolidación anisótropa), usando las siguientes expresiones:

$$\lambda = \frac{C_c}{2.3} \quad (15)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{2.3} \quad (16)$$

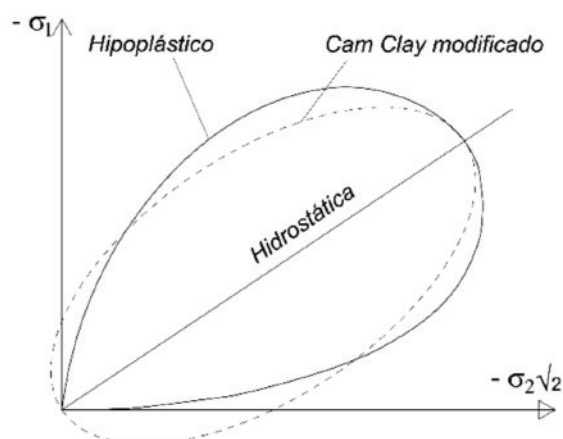
donde C_c es el índice de compresión y C_s es el índice de recompresión obtenidos de la curva de compresibilidad.

El modelo Cam Clay Modificado propone una superficie de falla suavizada sin la posibilidad de evolución de esfuerzos de tensión. Permite, a diferencia de los modelos basados en Mohr-Coulomb, modelar directamente el endurecimiento o reblandecimiento de suelos normalmente consolidados o sobre consolidados, una dependencia no lineal entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo medio y limita condiciones de plasticidad ideal (Fig. 8). El suelo puede ser cargado al cortante y deformarse plásticamente sin colapsar, bajo la hipótesis de la plasticidad ideal sin cambio de la relación de vacíos ni del esfuerzo efectivo medio. Durante la descarga se asume una respuesta lineal.

Cam Clay Generalizado. - Este modelo representa una mejora al modelo Cam Clay modificado, principalmente cuando se modela suelos en el dominio supercrítico donde la superficie de falla sigue los modelos clásicos de Mohr-Coulomb, Drucker -Prager y Mohr-Coulomb Modificado.

Modelo Hipoplástico. - Este modelo es aplicable para suelos finos. Toma en cuenta la no linealidad de los suelos tanto en carga como en descarga y permite solamente el cálculo de deformaciones totales. No hace diferencia entre deformaciones elásticas y plásticas. Este modelo permite reflejar una rigidez diferente en la carga y en la descarga, reblandecimiento o endurecimiento, que dependen del grado de compactación del suelo y del cambio de volumen durante el corte (dilatancia o compresión). La rigidez del suelo depende no solamente de la dirección de la carga, sino del estado inicial del suelo, dado por su porosidad. A diferencia del modelo Cam Clay, éste excluye los esfuerzos de tensión. En el modelo Hipoplástico la superficie de fluencia estándar es reemplazada por una superficie de estado de frontera (Fig. 9).

Figura 9. Frontera de estado del modelo hipoplástico. Comparación contra la superficie de fluencia del modelo Cam Clay en el plano meridiano.



En la Tabla 1 se muestran los parámetros requeridos para los diferentes modelos mencionados en este documento. Dichos parámetros se obtienen del ensayo triaxial consolidado no drenado principalmente, aunque algunos de ellos se pueden obtener del consolidómetro que luego se deben equiparar a los de triaxial.

Tabla 1. Parámetros experimentales requeridos en diferentes modelos numéricos

Parámetros experimentales	Símbolo	MODELO								
		Lin eal elás tico	Lin eal elás tico mo difi cada o	Mo hr- Cou lom b	Mo hr- Cou lom b mo difi cada o	Dru cker - Pra ger	Soft enin g and Har deni ng	Ca m- Cla y mo difi cada o	Ca m- Cla y gen eral izad o	Hip oplá stic o
Peso unitario del suelo	γ	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Relación de Poisson	ν	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Módulo de Young	E	X	X	X	X	X	X		X	X
Módulo de Young secante	E_{sec}		X	X	X	X	X		X	X
Módulo de Young descarga-recarga	E_{ur}		X	X	X	X	X		X	X
Ángulo efectivo de fricción interna	ϕ'			X	X	X	X		X	
Cohesión efectiva	c'			X	X	X	X		X	
Ángulo de dilatación	ψ			X	X	X	X			
Ángulo de fricción interna en el estado crítico	ϕ'_{crit}						X		X	X
Relación de vacíos inicial	e_0						X	X	X	
Relación de vacíos máxima	e_{max}						X			
Pendiente de la rama descarga-recarga	κ							X	X	X
Pendiente de la rama virgen	λ							X	X	X
Pendiente de la línea de estado crítico	M							X	X	
Relación de preconsolidación	OCR							X	X	
Origen de la línea de consolidación normal	N									X
Relación de módulos	r									X

Retro análisis y observación del comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo lacustre blando

Como se vio anteriormente, los modelos constitutivos han sido desarrollados a partir de pruebas de laboratorio efectuadas en materiales específicos y bajo condiciones controladas; además, están basados en una serie de hipótesis simplificadoras. Por esta razón, su uso en suelos de diferente procedencia, cuyo comportamiento podría no apegarse del todo, hace necesario que se efectúe un proceso de calibración denominado análisis de sensibilidad, paramétrico o retro análisis. En esta etapa es necesario contar con

resultados experimentales (mediciones de campo o laboratorio) a partir de los cuales se ajustan los parámetros de entrada del modelo. Esta práctica es utilizada con mucha frecuencia en el diseño geotécnico de varios tipos de proyectos, tales como: diseño de pavimentos (Ossa et al., 2019), estabilidad de taludes (Mandal et al., 2017), cimentación de silos (Móczár et al., 2016), túneles (Vardakos et al., 2007), excavaciones profundas (Ma et al., 2006), entre otros.

A continuación, se presenta el análisis efectuado en el modelado de un ensayo de consolidación unidimensional usando el método del elemento finito.

Probeta ensayada y tipo de suelo

La probeta ensayada fue extraída a 17 metros de profundidad del lecho del antiguo lago Texcoco, ubicado al noreste de la Ciudad de México. Estos depósitos lacustres están compuestos por ceniza volcánica fina y materiales piroclásticos arrastrados por el viento y depositados en forma de lluvia sobre el espejo del cuerpo de agua. Este proceso no fue continuo y en los períodos de estiajes agudos, los estratos expuestos fueron desecados por la acción del sol formando costras endurecidas, que incluso pueden llegar a encontrarse cubiertas por arena volcánica si este período coincidía con una erupción volcánica. Por otro lado, estos depósitos lacustres se encuentran intercalados por lentes de arena provenientes de actividades volcánicas menores arrastradas por los vientos y depositados en el lago (Zeevaert, 1983). Estos suelos de origen lacustre han sido estudiados ampliamente debido a sus propiedades físicas consideradas como extremas, tales como: contenido de agua, relación de vacíos y compresibilidad (Ovando-Shelley, 2011).

La probeta utilizada tenía las siguientes propiedades índice: el contenido de agua de 257.1 %, el límite líquido de 220.7 %, el índice plástico de 147.5%, la densidad de sólidos de 3.2, la relación de vacíos de 8.0; sus dimensiones iniciales fueron de 95 mm de alto y 100 mm de diámetro. Estas dimensiones son diferentes a las que normalmente se utilizan en un ensayo de este tipo debido a que esta probeta fue ensayada dentro del tubo Shelby en el cual se extrajo con el fin de evitar posibles alteraciones debido a la manipulación al momento de extraerla, labrarla y montarla.

Tabla 2. Parámetros experimentales para el modelado numérico

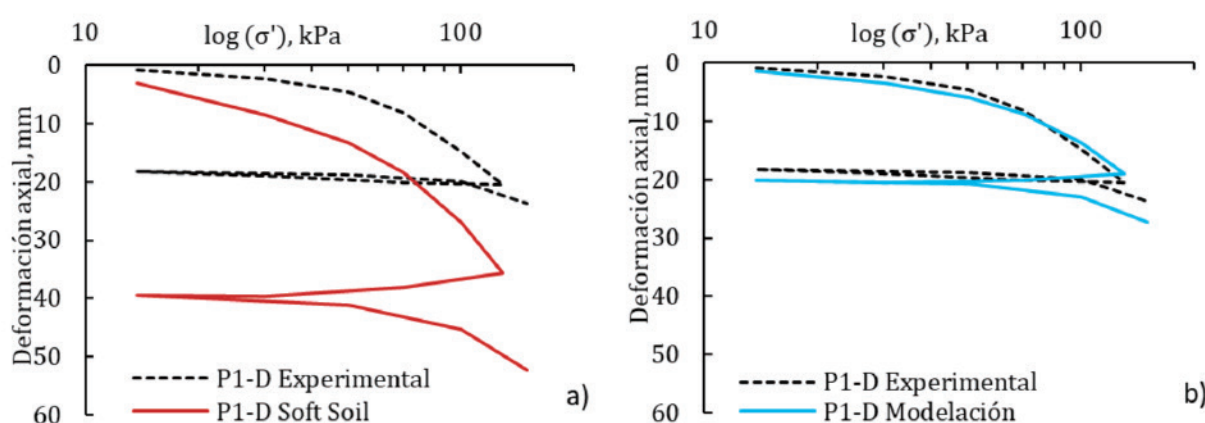
Parámetro	Símb.	U	Valor	Parámetro	Símb.	U	Valor
Peso unitario de sólidos	γ_s	kN/m ³	3.19	Esfuerzo de preconsol.	σ'_p	kPa	64.00
Peso unitario total	γ	kN/m ³	12.61	Presión de preconsol.	POP	kPa	10.40
Peso unitario saturado	γ_{sat}	kN/m ³	12.63	Relación de Poisson	ν	-	0.33
Índ. de compresibilidad	C_c	-	3.864	Cohesión	c	kPa	0.01
Índice de expansión	C_r	-	0.187	Ángulo de fricción int.	ϕ'	°	43.0
Relación de vacíos inicial	e_0	-	8.19	Coef. empuje en reposo	K_0	-	0.44

La prueba se realizó con la modalidad de carga controlada, es decir, el estado de esfuerzo sobre la probeta fue modificado al incrementar la carga en el brazo de palanca del equipo, una vez terminada la consolidación primaria. La explicación completa de este equipo no convencional y los detalles referentes al montaje se puede encontrar en (Chamorro, 2016). Los parámetros experimentales necesarios para el modelado se muestran en la Tabla 2.

Para el modelado numérico se utilizaron los módulos de Soft Soil Model y de Hardening Soil Model, incluidos en el programa PLAXIS 2D v.8.2 (PLAXIS, 2019). Ambos son variantes del modelo Cam-Clay modificando la relación entre la acción de la carga y la respuesta de la deformación. Además, se basan en el comportamiento a la falla acorde al criterio Mohr-Coulomb que ya fue explicado previamente.

Debido a que el ensayo se realiza bajo condiciones K_0 , en el modelo se usaron condiciones de frontera que restrinjan los movimientos horizontal y vertical en el plano inferior de la probeta (base); mientras que en las fronteras laterales se permitió la deformación vertical pero no la horizontal. Se permitió el flujo de agua por la frontera superior y se restringió en las demás fronteras, es decir, se considera equivalente a un ensayo de consolidación con anillo fijo. Además, con el fin de simplificar los cálculos se usó el modelo axisimétrico, es decir, se realizan los cálculos únicamente en la mitad de la probeta. Para apearse a las condiciones reales de la prueba también se consideró el tiempo usado en laboratorio para la disipación de la presión de poro. El proceso de consolidación se modeló en doce etapas de cálculo (staged construction) de acuerdo con lo realizado durante el ensayo debido a que la prueba incluyó un proceso de descarga-recarga. En la Fig. 10 (a y b) se muestra con líneas segmentadas la curva de compresibilidad experimental y con líneas sólidas las curvas obtenidas usando los datos de la Tabla 2 para los modelos tanto Soft Soil como Hardening soil, respectivamente.

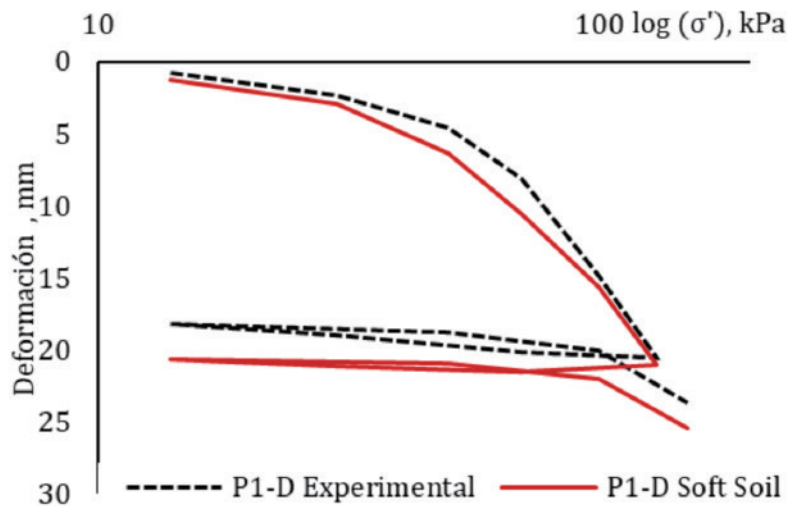
Figura 10. Curvas de compresibilidad obtenidas con los modelos (a) soft soil y (b) hardening soil



En la Fig. 10b se observa que el modelo *Hardening Soil* representa de una manera más cercana la relación esfuerzo-deformación de este tipo particular de suelo blando durante la etapa de carga; sin embargo, la aproximación disminuye cuando se simula la etapa de descarga – recarga, aunque los resultados pueden considerarse como satisfactorios. Por otro lado, los cálculos realizados con el modelo *Soft Soil* muestra una deformación muy superior a la registrada experimentalmente en la zona tanto de carga como de descarga-recarga (Fig. 10a). Para utilizar el modelo *Soft Soil* en el diseño, es necesario primeramente realizar un retroanálisis y calcular los nuevos valores de los cocientes de compresibilidad y recompresión que

permitan representar el comportamiento esfuerzo-deformación de la probeta. Este análisis se lo efectuó modificando los parámetros de deformabilidad hasta conseguir que la curva calculada y la experimental se asemejen como se muestra en la Fig. 11 y los valores obtenidos son: $C_c = 3.15$ y $C_r = 0.10$. El C_c disminuyó un 18.5 % y el C_r disminuyó un 46.5% para conseguir la calibración.

Figura 11. Curva de compresibilidad experimental y obtenida con retro análisis (*soft soil*)



Conclusiones

Es importante mencionar que el retro análisis se lo puede efectuar con parámetros obtenidos tanto en laboratorio como en campo para diferentes tipos de proyectos. En este caso, permitió ajustar los parámetros del suelo para que el comportamiento esfuerzo-deformación de una probeta sometida a un ensayo de consolidación unidimensional calculado por el modelo *soft soil*. Esto, debido a que el modelo constitutivo empleado no se ajustaba al comportamiento real de estos suelos blandos muy compresibles y los resultados obtenidos deben ser tratados con cautela y calibrados con mediciones en campo para ser extrapolados a modelos de estructuras mucho más complejas.

Las ecuaciones constitutivas que están basadas en la teoría del estado crítico representan el comportamiento elasto-plástico del suelo con muy buena aproximación, lo que permite al diseñador determinar el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo de una manera confiable para realizar el diseño geotécnico.

El método del elemento finito es una herramienta numérica poderosa para resolver las ecuaciones constitutivas de diversos tipos de materiales. No obstante, es necesario que el modelador comprenda las teorías que se involucran en cada modelo de manera de que se pueda efectuar el retro análisis apropiadamente y que los resultados no se vean afectados.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer a la Secretaría Nacional de Ciencia y Tecnología del Ecuador (SENESCYT) y al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por el apoyo brindado para realizar la presente investigación.

Bibliografía

- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations*. John Wiley and Sons, Inc.
- Chamorro, C. (2016). Medición de los valores de velocidad de onda cortante (V_s) en suelos provenientes del Ex Lago de Texcoco. M Sc Thesis, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Desai, C. & Zaman, M. (2014). *Advanced Geotechnical Engineering*. CRC Press.
- Lambe, TW. (1967). Stress path method. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 309-331.
- Love, AEH. (1892). *A treatise on the mathematical theory of elasticity*. The Cambridge University Press.
- Ma, JQ., Berggren, BS., Bengtsson, PE., Stille, H., & Hintze, S. (2006). Back analysis on a deep excavation in Stockholm with finite element method. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering – Schweiger (ed.)*, 423-429.
- Mandal, J., Narwal, S., & Gupte, SS. (2017). Back Analysis of Failed Slopes - A Case Study. *Int. Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)*, 6 (5), 1070-1078.
- Móczár, B., Mahler, A. LK., & Bán, Z. (2016). Back analysis of settlements beneath the foundation of a sugar silo by 3D FEM. *Plaxis Bulletin*, spring issue, 1-17.
- O'Kelly, B. C. (2006). Compression and Consolidation anisotropy of some soft soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1715-1728.
- Ossa, A., Botero, E., Madrigal, MC., Ovando, E., Mendoza, M., & López-Acosta, NP. (2019). Performance of a pavement foundation system based on the partial compensation of masses method. *Soils and Foundations*, 59, 351-366.
- Ovando-Shelley, E. (2011). Some geotechnical properties to characterize Mexico City Clay. *Proceedings of the -14th Panamerican conference of soil mechanics and geotechnical engineering*, October 2-6, 2011, Toronto, Ontario, Canada, n.d.
- PLAXIS, (2019). *PLAXIS Material Models Manual*
- Poulos, HG., Carter, J. P., & Small, J. C. (2001). 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey (pp. 2527-2606).
- Roscoe, KH., Schofield, A. N., & Wroth, CP. (1958). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill.
- Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, 4(4), 143-147.
- Taylor, D. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K. & Peck, R. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. Wiley.
- Ti, K. S., Huat, B., Noorzaei, J., Jaafar, M., & Sew, G. (2009). A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application. *Electronica Journal of Geotechnical Engineering*, 1-18.
- Vardakos, S., Gutierrez, M., & Barton, NR. (2007). Back-analysis of Shimizu Tunnel No. 3 by distinct element modeling. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 22(4), 401-13
- Wood, D. M. (1994). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions*, Segunda edition. Van Nostrand Reinhold Company.