

Comportamiento esfuerzo-deformación de suelos altamente preconsolidados no expansivos

Paulina Lizeth TALAMANTES CARRILLO^{a,1} y Eduardo ROJAS GONZÁLEZ^a

^aFacultad de ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, México

Resumen. Los suelos preconsolidados y normalmente consolidados se comportan de manera diferente. La presión de consolidación es un parámetro fundamental dado que separa las deformaciones elásticas, o recuperables, de las inelásticas o irreversibles. Comparar muestras de arcilla preconsolidadas con normalmente consolidadas, bajo el mismo esfuerzo confinante revela una menor relación de vacíos, mayor resistencia y presenta fenómenos como la dilatación y el reblandecimiento. En esta investigación se propone un modelo del tipo del estado crítico en el que fueron realizados ensayos triaxiales para suelos no expansivos con un alto grado de preconsolidación para su evaluación en el que incluye el concepto de superficie límite para simular su comportamiento de materiales altamente preconsolidados. Las características de contracción y dilatación de estos suelos son uno de los aspectos fundamentales que los distingue de los otros materiales empleados en ingeniería y que resultan difíciles de modelar

Palabras Clave. Preconsolidación, dilatación, reblandecimiento, ensayos triaxiales.

1. Introducción

El suelo es la capa superficial de la corteza terrestre procedente del desgaste y desintegración de las rocas, ocasionado por procesos físico – químicos en la naturaleza.

Los depósitos de suelo se forman por acción de la gravedad, estableciendo suelos blandos y poco resistentes en superficie denominados Normalmente Consolidados (NC) inducidos por no haberse sometido a resistencias superiores a la que actualmente experimentan. Al aumentar la profundidad en un estrato de suelo su rigidez aumenta y al ser expuesto por causas de erosión, disminución de nivel del mar entre otras, el suelo se denomina preconsolidado (OC) y es la secuela de que la carga actual no es la máxima que ha actuado sobre este.

$$OCR = \frac{\sigma' v_{max}}{\sigma' v_0} \quad (1)$$

El principio de los esfuerzos efectivos en suelos preconsolidados se define en función de los esfuerzos totales y de las presiones intersticiales que desarrolla a lo largo de la historia del suelo [1]. Si el parámetro de esfuerzo vertical máxima histórica

¹ Facultad de ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, Cerro de las Campanas S/N, Las Campanas, 76010 Santiago de Querétaro, Qro., México.

$(\sigma'v_{max})$ es superior al esfuerzo efectivo vertical en el instante $\sigma'v_0$ (Ec. (1)), se dice que el suelo tiene un grado de preconsolidación (OCR por sus siglas en inglés) [2].

Los parámetros de esfuerzo – deformación son característicos en los suelos, lo cual, al recibir una perturbación mecánica externa, altera la disposición de los granos al interior del volumen generando contracción o dilatación a medida que el esfuerzo incrementa hasta la rotura [3]. La dilatación en suelos, es provocada al ser sometido a una carga constante, generando reducción de volumen en el rango elástico, al superar su punto de fluencia provoca una capacidad de crecer su volumen, ocasionada por distintos factores como es la estructura del suelo, densidad, historial de carga y estado actual de tensión (Figura 1) [4].

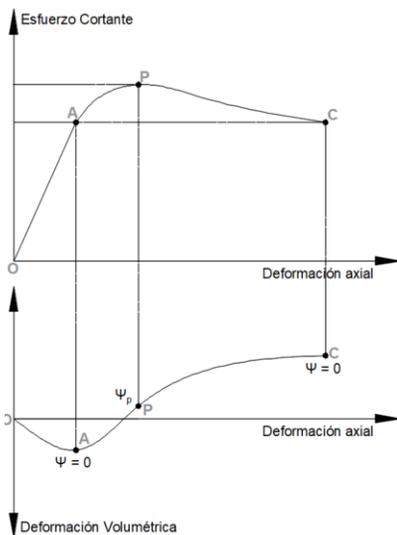


Figura 1. Modelo de comportamiento volumétrico utilizando esfuerzos efectivos.

Este trabajo postula la hipótesis de extender el modelo de estado crítico a suelos no expansivos y altamente preconsolidados permitiendo mejorar el comportamiento del modelo considerando el grado de preconsolidación. De tal forma, que por medio de pruebas de laboratorio se obtengan los parámetros necesarios para el uso correcto del modelo.

2. Modelo de estado crítico

El núcleo de la teoría del estado crítico es que un material granular, se distorsiona continuamente como un fluido de fricción, y su comportamiento se representa por las Ec. (2) y (3) [5].

$$q = Mp' \tag{2}$$

$$v = N - \lambda \ln p' \tag{3}$$

En el que un suelo sometido a un ensaye con trayectoria de respuesta volumétrica “u” puede graficarse mediante la pendiente “λ” obtenida de los ejes logaritmo esfuerzo medio efectivo contra volumen específico, en el cual “N” representa el volumen específico para un esfuerzo medio efectivo unitario [6], por otro lado se forman respuestas en los ejes p’ – q, desarrollando una superficie de fluencia de forma elíptica (Ec. (4)), que incorpora una pendiente de estado crítico “M” (Ec. (5)) para ensayes de compresión, en el qué .P₀ controla el tamaño de la superficie de fluencia (Figura 2).

La teoría del Estado Crítico propone una superficie de fluencia de forma elíptica cuyo vértice izquierdo se fija en el origen y el derecho se coloca en el valor del esfuerzo de preconsolidación:

$$f = q^2 - M^2 [p'(p'_0 - p')] = 0 \tag{4}$$

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \tag{5}$$

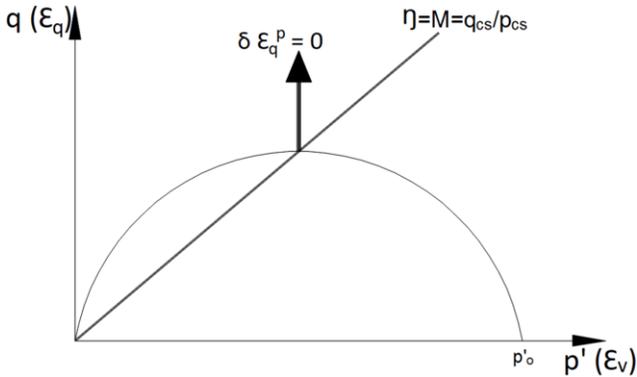


Figura 2. Modelo de estado crítico en ensaye triaxial drenado y no drenado para muestras normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas.

Por lo tanto, el comportamiento de los suelos sometidos a cargas externas y otros fenómenos se puede simular mediante modelos constitutivos, los cuales presentan fenómenos como superficie de fluencia, deformaciones irreversibles y dilatación inducida por esfuerzos de corte [7]. Lo que sugiere que la teoría de plasticidad podría ser muy adecuada para la descripción del comportamiento de suelo y rocas [8-10].

Para construir un modelo constitutivo elastoplástico, es imprescindible determinar tres componentes fundamentales [6]: (1) la forma de la superficie de fluencia; (2) el potencial de flujo; y (3) la función de endurecimiento.

La función escalar “f”, que divide la zona elástica de la zona plástica, es establecida en el espacio de tensiones p’ – q y es llamada superficie de fluencia [11]. Es importante notar que, al utilizar una forma simple de la superficie de fluencia, las ecuaciones del modelo se facilitan significativamente haciendo esto una característica muy importante del Modelo del Estado Crítico.

3. Modelo para suelos altamente preconsolidados

Estableciendo las trayectorias de respuestas del suelo para ensayos normalmente consolidadas y preconsolidadas, en el que el modelo representa la plasticidad del suelo, en donde la deformación desviadora crece indefinidamente mientras los esfuerzos efectivos y la deformación volumétrica total se mantienen constantes [6], esta condición se expresa mediante Ec. (6), donde $p', q, v \neq 0$, y $d\varepsilon_q \rightarrow \infty$.

$$\frac{dp'}{d\varepsilon_q} = \frac{dq}{d\varepsilon_q} = \frac{dv}{d\varepsilon_q} = 0 \tag{6}$$

Considerando un suelo isotrópico, es posible realizar el siguiente análisis asumiendo un comportamiento elástico a través de una prueba triaxial (Figura 3). En el que “E” representa el módulo de Young del suelo y el esfuerzo causado en dirección 1 afecta otras direcciones mediante la relación de Poisson, en el cual $\sigma_2 = \sigma_3$ y $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$.

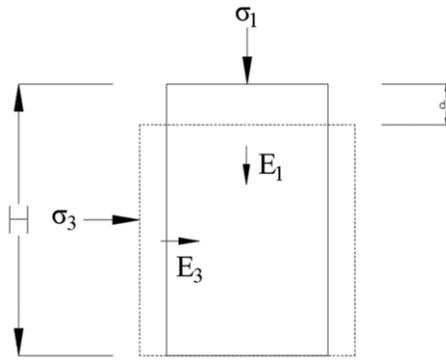


Figura 3. Suelo ensayado en prueba triaxial.

Estableciendo el comportamiento elástico del material por medio de la ley de Hooke y empleando los parámetros en suelos como el esfuerzo medio efectivo (p'), esfuerzo de cizallamiento (q), deformación por cizallamiento (ε_q), deformación volumétrica (ε_v), se puede llegar a un arreglo como en Ec. (7), en el que “K” representa el módulo de Bulk y “G” el módulo de corte.

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_q^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/k & 0 \\ 0 & 1/3G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \tag{7}$$

Considerando los componentes esenciales de un modelo elastoplástico y la teoría del estado crítico, por medio de la forma diferencial de la superficie de fluencia (Ec. (8)), asociado al endurecimiento (Ec. (9)) y el incremento de la deformación plástica donde se obtiene el gradiente de potencial plástico (Ec. (10)) se logra la Ec. (11) para modelos constitutivos elastoplásticos:

$$\frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p'_0} dp'_0 = 0 \tag{8}$$

$$\delta p'_0 = \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_v^p} \partial \varepsilon_v^p + \frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_q^p} \partial \varepsilon_q^p \tag{9}$$

$$\delta \varepsilon^p = \partial \varepsilon_v^p + \partial \varepsilon_q^p = x \left(\frac{\partial f}{\partial p'} + \frac{\partial f}{\partial q} \right) \tag{10}$$

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{-(\lambda - k)}{M^2 p' p'_0 (1 + e)} \begin{bmatrix} M^2 (2p' - p'_0) & 2q \\ 2q & \frac{4q^2}{M^2 (2p' - p'_0)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \tag{11}$$

En el que los parámetros λ y k representan las pendientes de carga – descarga respectivamente, "e" representa la relación de vacíos obtenidas de ensayos de laboratorio del suelo, además donde los vectores resultados ε_v^p simboliza la deformación volumétrica plástica y ε_q^p representa la deformación plástica por cizallamiento.

Por lo que adecuar el modelo de estado crítico a suelos altamente preconsolidados utilizando un factor de preconsolidacion como una variante (Ec. (12)) al ser superada la superficie elástica, integra dentro del modelo constitutivo elastoplástico comportamientos como la dilatancia (Figura 4).

$$\omega = \frac{\left[\ln \left(\frac{\bar{p}/2}{p} \right) \right]^{OCR}}{\left[\ln \left(\frac{p_0/2}{p} \right) \right]} \tag{12}$$

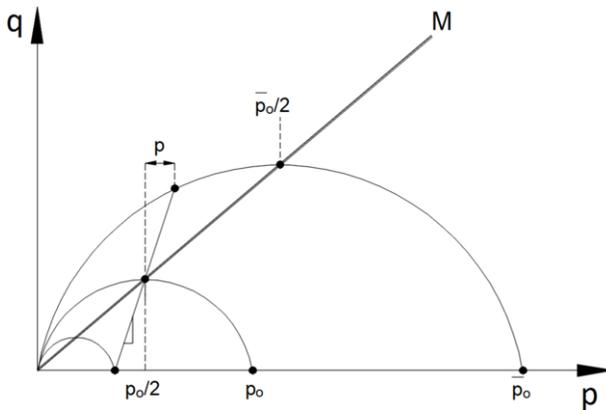


Figura 4. Representación esquemática del uso de Ec. (12) para suelos altamente preconsolidados en prueba triaxial.

Considerando lo anterior se puede formar el siguiente arreglo matricial y es utilizada durante el endurecimiento de la superficie de fluencia (Ec. (13)).

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \frac{-(\lambda - k)}{M^2 p' p'_0 (1 + e) w} \begin{bmatrix} M^2 (2p' - p'_0) & 2q \\ 2q & \frac{4q^2}{M^2 (2p' - p'_0)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (13)$$

4. Metodología

El proceso de extracción del suelo radicó en obtener una muestra de material fino de un banco de arena separando mediante tamiz No. 200 [12] para el desarrollo de esta investigación, a continuación se realizó un ensaye de hidrómetro y se obtuvo la curva granulométrica del material, además de la determinación de la densidad de sólidos [13].

4.1. Pruebas odometrica

Se realizaron pruebas odométricas con base a la norma ASTM-D-2435 [14], donde mediante remolde se colocó al muestra para los ensayes, realizando ensayes de carga y descarga con el propósito de obtener las pendientes de carga – descarga (λ y k) de la muestra de suelo.

4.2. Pruebas triaxiales

Se ejecutaron diversas pruebas triaxiales siguiendo la norma ASTM D-7181 [15], con material remoldeado, de esta manera se efectuaron probetas de un diámetro de 3.6 cm procurando obtener altura de 2 a 2.5 veces el diámetro, según indicado en la norma. Las pruebas triaxiales fueron del tipo consolidada drenada (CD) y los resultados de estas son recopilados mediante computadora, los cuales son utilizados dentro del modelo.

En esta investigación se simulo un suelo altamente preconsolidado, para obtenerlo se realizó mediante cuatro fases:

- Saturación: Las probetas fueron saturadas por un periodo de 24 horas para afirmar la completa saturación de la muestra.
- Consolidación: Se aplico un esfuerzo confinante de 300 kPa a cada una de las probetas por un periodo de 24 horas.
- Esfuerzo confinante final: Después de la consolidación, el esfuerzo se reduce a valores de 50, 30 y 25 kPa para ensayes distintos, y se deja estabilizar por un periodo de 24 horas.
- Aplicación carga axial: Se inicia el ensayo donde se aplica un esfuerzo desviador que induce a la falla.

5. Resultados y discusiones

Esta investigación se desarrolló con un suelo de tipo limo procedente de material que pasa la malla No. 200. Con dicho material se realizaron pruebas de laboratorio que son resumidas en la Tabla 1.

Tabla 1. Resumen de pruebas para la determinación de las propiedades índices del suelo en estudio.

Parámetro	Valor
Angulo de fricción (ϕ)	38°
Relación de vacíos (e_0)	0.56
Índice de descarga del suelo (κ)	0.005
Índice de carga del suelo (λ)	0.032
Relación de Poisson (ν)	0.25
Módulo de Young (E)	10 MPa
Esfuerzo máximo del suelo (P_{0inc})	0.3 MPa

Por medio de ensayos triaxiales, se desarrollan valores de Grado de Preconsolidación 6, 10 y 12, mediante el modelo de estado crítico los esfuerzos ejercidos dentro de la muestra se desarrollan en un plano $p' - q$ (Figura 5), dichos esfuerzos son generados dentro de la elipse de esfuerzo inicial al que las muestras fueron preconsolidados, los resultados de esfuerzo máximo y residual ocasionados por el esfuerzo desviados de cada ensayo se encuentra dentro de dicha elipse, esto ocasiona que los suelos altamente preconsolidados estén aproximadamente a un valor mayor de Grado de Preconsolidación = 3, para ser considerados de tal forma en suelos saturados. A la par, los resultados experimentales pueden ser comparados frente a resultados numéricos que resultan de desarrollar un algoritmo computacional en el que intervienen las matrices elástica, plástica y la invariante de preconsolidación generando vectores q , ϵ_q y ϵ_v , en el que se efectúan comparaciones de esfuerzo – deformación ($q - \epsilon_q$) y deformación volumétrica ($\epsilon_v - \epsilon_q$).

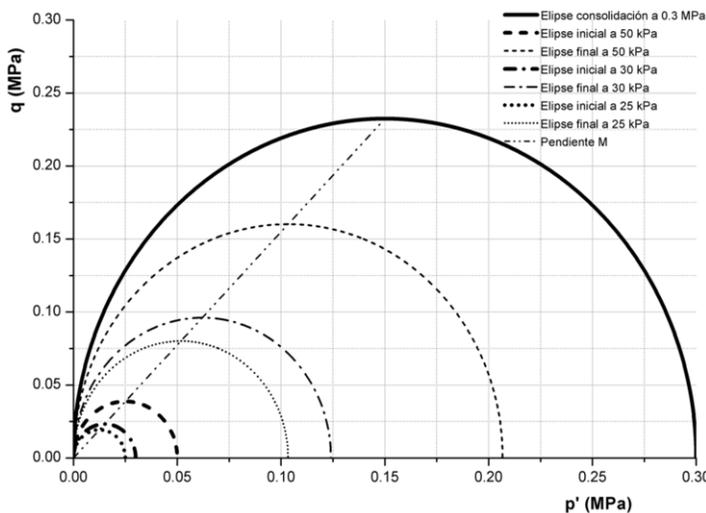


Figura 5. Superficies de fluencia para ensayos altamente preconsolidados.

Dentro de los ensayos al aumentar la tensión vertical las muestras recorren una zona elástica ocasionado por el esfuerzo de preconsolidación y una plástica la cual dependerá de una pendiente 3:1 ocasionada por la prueba drenada al interceptar con la pendiente “M”, al superar este límite el modelo de estado crítico es idóneo para suelos normalmente

consolidados y ligeramente consolidados, por lo que el uso de la invariante de preconsolidación es apta para comportamiento de suelos altamente consolidados, donde el aumento de esfuerzo empuja las elipses hasta la elipse inicial donde se produjo el grado de preconsolidación generando un reblandecimiento del suelo que se refleja en el esfuerzo máximo y esfuerzo residual (Figuras 6 – 8).

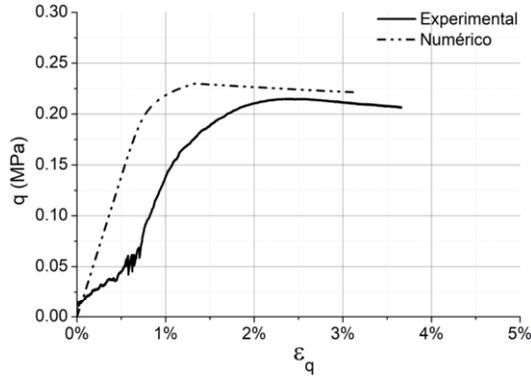


Figura 6. Esfuerzo – deformación en ensayo de OCR = 6.

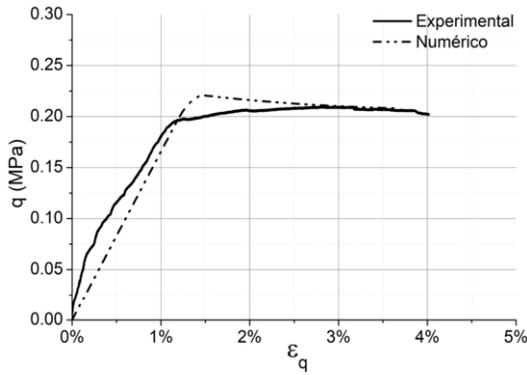


Figura 7. Esfuerzo – deformación en ensayo de OCR = 10.

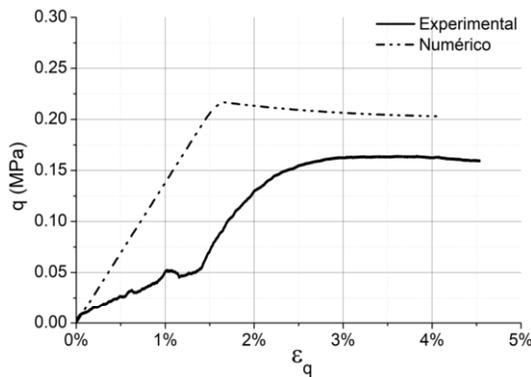


Figura 8. Esfuerzo – deformación en ensayo de OCR = 12.

Conforme al grado de consolidación y los recorridos de las elipses por las distintas zonas del modelo producen deformaciones por contracción (compresión) y deformación plástica dilatante (expansión volumétrica) durante los ensayos (Figuras 9 – 11).

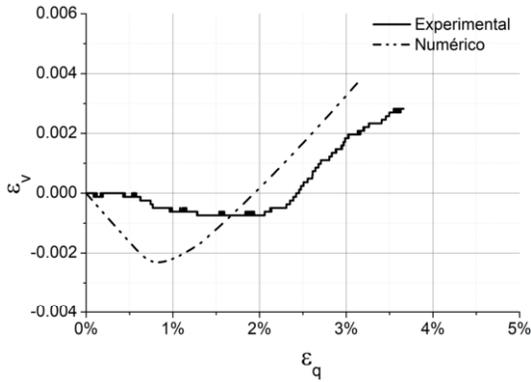


Figura 9. Deformación volumétrica-en ensayo de OCR = 6.

6. Conclusiones

Este artículo logra obtener distintos grados de preconsolidación de un suelo a través de un esfuerzo confinante. Se analiza el comportamiento volumétrico dilatante y el reblandecimiento del suelo al someterse a diferentes esfuerzos de cizallamiento. Se muestra una modificación al modelo de estado crítico que simula los resultados de los ensayos triaxiales realizado con material limoso con alto grado de preconsolidación de esta forma es posible comparar los resultados teóricos con los experimentales. El modelo propuesto es aplicable para cualquier tipo de suelo no expansivo con alto grado de preconsolidación. Este trabajo se realizó con la idea de extenderlo para el caso de los suelos no saturados ya que éstos presentan un comportamiento altamente preconsolidado conforme se incrementa la succión.

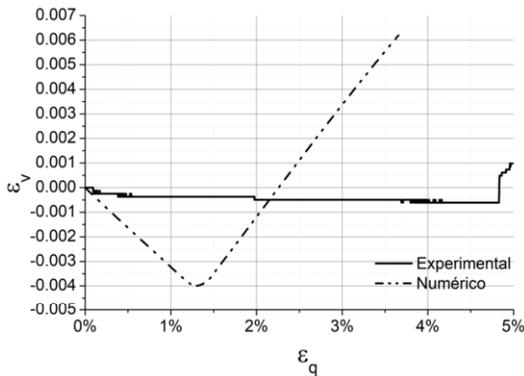


Figura 10. Deformación volumétrica-en ensayo de OCR = 10.

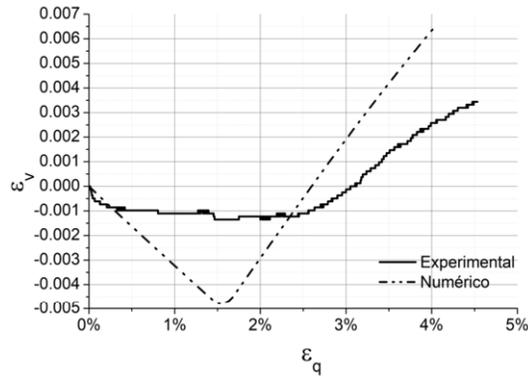


Figura 11. Deformación volumétrica-en ensayo de OCR = 12.

Referencias

- [1] Terzaghi, K. & Fröhlich, O. (1936) "Theorie der Setzung von Tonschichten: eine Einführung in die analytische Tonmechanik".
- [2] Parry, R. & Wroth, C. (1981) "Shear stress-strain properties of soft clay".
- [3] Saez, E. (2010). "Fundamentos de Geotecnia", Pontificia Univ. Catol. Chile, 15-23.
- [4] Wu, J., Feng, M., Yu, B., Zhang, W., Ni, X., & Han, G. (2018). Experimental investigation on dilatancy behavior of water-saturated sandstone. *International Journal of Mining Science and Technology*, 28(2), 323-329.
- [5] Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical state soil mechanics* (Vol. 310). London: McGraw-Hill.
- [6] Zepeda Garrido, J. G. (2004), "Capítulo 7 - Mecánica de suelos no saturados", 169 - 181.
- [7] Gens, A., & Potts, D. M. (1988). Critical state models in computational geomechanics. *Engineering Computations*, 5(3), 178-197.
- [8] Coulomb, C. A. (1973). *Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture*.
- [9] Rankine, W. J. M. (1857). II. On the stability of loose earth. *Philosophical transactions of the Royal Society of London*, (147), 9-27.
- [10] Gehling, W. Y. Y. (1994). *Suelos expansivos: estudio experimental y aplicación de un modelo teórico*.
- [11] Balmaceda, A. R., Solé, A. G., & García-Tornel, A. J. (1991). *Suelos compactados: un estudio teórico y experimental*.
- [12] ASTM D-2487, (2006), "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)".
- [13] ASTM-D-854, (2010), "Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer".
- [14] ASTM-D-2435, (2004), "Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading".
- [15] ASTM D-7181, (2011), "Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils".