

Uso de la teoría de Mohr-Coulomb para explicar el mejoramiento de suelos mediante el proceso de compactación.

Use of the Mohr-Coulomb theory to explain the improvement of soils through the process of compaction.

MSc Romer Daniel Oyola-Guzmán

Ingeniero Civil, Diplomado en Ingeniería vial por la Universidad Autónoma Gabriel René Moreno (UAGRM). Bolivia

Ph.D Student en el Instituto Politécnico Nacional, Centro de Investigación en Ciencia Aplicada y Tecnología Avanzada, (CICATA-Legaria). México

Teléfono: +5255 5530274383

Email: romer_oyol@hotmail.com



MSc. Ing. Luis Silvestre Vaca Oyola

Ingeniero Civil, por la Universidad Autónoma Gabriel René Moreno (UAGRM). Bolivia

Ph.D Student en el Instituto Politécnico Nacional, Centro de Investigación en Ciencia Aplicada y Tecnología Avanzada, (CICATA-Legaria). México

Teléfono: +525581989043

Email: vaca.oyola.luis.silvestre.2008@gmail.com



Resumen

En esta publicación se utiliza la teoría de Mohr-Coulomb para explicar el incremento de resistencia de los suelos cuando son sometidos a procesos de compactación, a su vez se menciona la importancia de controlar la presión de poro en ciertos intervalos, a fin de evitar la manifestación de problemas de inestabilidad mecánica. Se expone el principio de esfuerzos efectivos, el análisis de tensiones en un punto usando el círculo de Mohr, el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y se aplican para analizar los estados de tensiones que se generan en un proceso de compactación en obra.

Palabras claves: Círculo de Mohr, Mohr-Coulomb, grado de saturación, compactación, inestabilidad mecánica.

Abstract:

The object of this work is to use the Mohr-Coulomb theory in order to explain the increase of soils resistance when they are submitted to compaction process, as also mentioned the importance of control pore pressure in certain ranges, with the main purpose of avoid instability mechanic difficulties. It is expose the effective stress principle, stress analysis in one point using Mohr's circle, Mohr-Coulomb failure criteria and they were applied to analyze the state of stress that are generated in a compaction process in civil working area.

Keywords: Mohr's Circle, Mohr-Coulomb, Saturation degree, compaction, instability mechanic

Introducción

Diferentes autores afirman que cuando se compacta un suelo, se incrementa la resistencia del mismo, esta afirmación está sustentada por evidencia experimental [1],[2]. Con objeto de explicar esta afirmación haciendo uso de la teoría de falla de Mohr-Coulomb, en esta publicación se analizan las tensiones que se generan en el suelo durante el proceso de compactación, también se analizan los problemas de inestabilidad mecánica que pudieran presentarse en suelos cohesivos debido al exceso de presión de poro.

Esfuerzo efectivo

Puesto de manifiesto en 1923 por Karl Terzaghi durante sus investigaciones sobre consolidación [3]. Al idealizar el suelo como un conjunto de partículas sólidas en contacto formando un sistema intersticial de vacíos intercomunicados como el que se muestra en la figura 1, el esfuerzo efectivo es aquel que es soportado por el contacto grano a grano que se da en la masa del suelo [4],[5]. En la figura 1, se observa que algunos granos están en contacto unos con otros, además nótese que existen vacíos que están llenos de agua y/o aire. Los contactos que se dan entre grano y grano son los que efectivamente están encargados de soportar el esfuerzo impuesto al suelo.

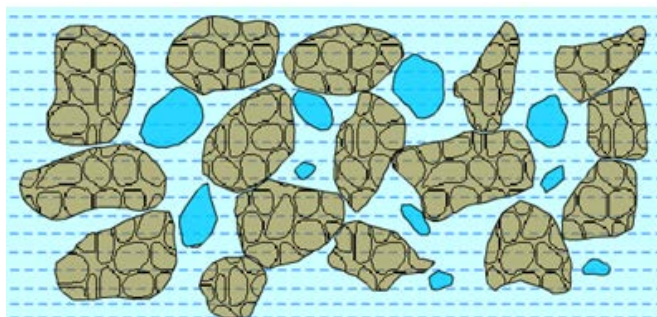


Figura 1. Intersticios del suelo.

Alternativamente el esfuerzo vertical efectivo en un suelo seco se puede entender como el peso de una columna de suelo que es soportado por la masa de suelo en un plano horizontal (véase la figura 2a).

De la mecánica de materiales, se tiene que el esfuerzo normal, es igual a la fuerza (W) que actúa en dirección perpendicular al plano por unidad de área (A), es decir:

$$\sigma = \frac{W}{A} \quad (1)$$

A su vez, el peso (W) es igual al peso específico (γ) del material por el volumen (V) es decir: $W = \gamma V$, el volumen del material está dado por el área del plano ($A = xy$) multiplicada por la altura (h), es decir: $V = xyh$. Finalmente se tiene:

$$\sigma = \frac{\gamma V}{A} = \frac{\gamma xyh}{xy} = \gamma h \quad (2)$$

Con la ecuación (2) se determina el esfuerzo efectivo vertical en un plano horizontal, siempre que el suelo se encuentre seco [1],[5],[3]. Cuando el suelo contiene agua (suelo parcialmente saturado o saturado), parte del peso o carga es tomado por el agua y para este caso se debe tomar en cuenta el efecto del agua en el cálculo del esfuerzo efectivo [2],[6].

Analíticamente el esfuerzo efectivo (σ') está dado por:

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

Donde σ es el esfuerzo total normal al plano y u es la presión hidrostática del agua.

Alva-Hurtado [7], sobre el esfuerzo efectivo, sostiene: "La naturaleza física de este parámetro puede entenderse intuitivamente considerando a un suelo saturado limitado por una membrana flexible impermeable, tal como se muestra en la Figura 2b. El esfuerzo total debido a la carga aplicada es σ , que es perpendicular a la membrana. La presión de poros es u ($u < \sigma$), la cual por ser una presión hidrostática, tiene igual intensidad en todas las direcciones. La presión de poro es perpendicular a la membrana y tiene el valor de u . Examinando los esfuerzos normales a la membrana, se puede apreciar que la diferencia de esfuerzos ($\sigma - u$) se transmite a la estructura del suelo a través de la membrana, para una situación de equilibrio. Entonces, el esfuerzo efectivo ($\sigma - u$) es una medida de la carga transmitida por la estructura del suelo."

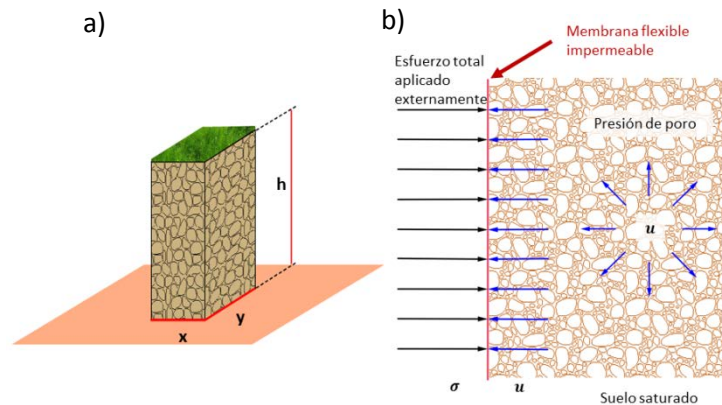


Figura 2. a) Columna de suelo b) Modelo intuitivo del suelo mostrando la naturaleza del esfuerzo efectivo.

Presión de poro

También llamada presión intersticial o presión neutra, se puede entender como la fracción de carga que soporta el agua contenida en los poros del suelo [3], [6]. Este esfuerzo, actúa en dirección normal al plano en cuestión [8].

Esfuerzos totales

Los esfuerzos totales se designan por las letras σ (tensión total normal) y τ (tensión total de corte), y están dadas por:

$$\begin{cases} \sigma = \sigma' + u \\ \tau = \tau' \end{cases} \quad (4)$$

Métodos

Estados de tensiones en un punto

Considérese una masa de suelo sometido a fuerzas estáticas en tres direcciones, y con objeto de facilitar los cálculos asúmase que los esfuerzos en la dirección radial de la masa son iguales ($\sigma_x = \sigma_y$), es decir se tiene un estado de sollicitaciones en el material, como el que se muestra en la figura 3 [9].

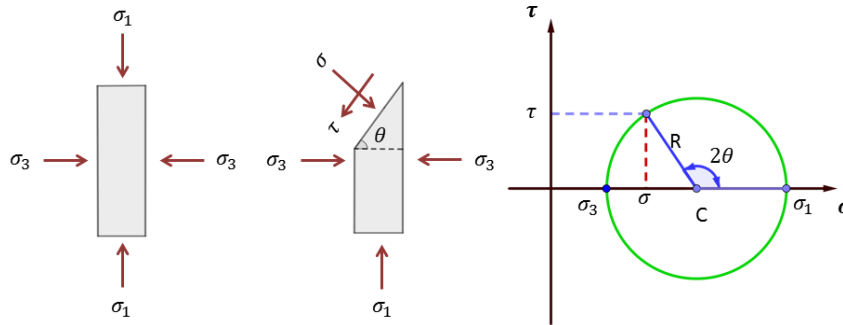


Figura 3. Estado de tensiones en un plano y su representación usando el círculo de Mohr.

Debido a las cargas impuestas en el material (figura 3), en la masa del suelo, en un determinado plano se generan esfuerzos normales (σ) y tangenciales (τ).

El problema de obtener los esfuerzos tangenciales y normales para un determinado plano dentro de la masa de un material, fue resuelto por el ingeniero alemán Otto Mohr. La solución gráfica del problema, es conocida como círculo de Mohr y es una de las herramientas más utilizadas en ingeniería de materiales [10], [9].

Círculo de Mohr

Se utiliza para representar de forma gráfica el estado tensional de un punto [9], [3],[5]. Cada punto del círculo de Mohr se corresponde con un plano dentro del cuerpo en estudio, además de corresponderse con las tensiones normales y tangenciales que se generan sobre dicho plano, este estado de tensiones se da como resultado de la aplicación de cargas externas al cuerpo (véase la figura 3).

A propósito de presentar las ecuaciones que dedujo Mohr, considérese una masa de suelo sometido a esfuerzos como los que se muestra en la figura 3, al realizar un corte de la masa y analizar las fuerzas que equilibran esa porción de la masa con las fuerzas externas se obtiene que:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\theta)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{sen}(2\theta)$$
(5)

La ecuación 5 constituyen un conjunto de ecuaciones paramétricas, donde el parámetro es el ángulo (2θ), la representación gráfica de la ecuación que se obtiene después de eliminar el parámetro es una circunferencia. Las coordenadas del centro de la circunferencia están dadas por el punto $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0\right)$ y la longitud del radio por $r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$.

Criterio de rotura o falla

La falla o rotura de un material se determina en términos de resistencia o deformaciones [9]. Por lo general se suele hacer en términos de resistencia, para ello en un plano σ_3 y σ_1 (Esfuerzo principal menor-Esfuerzo principal mayor) se define una superficie f .

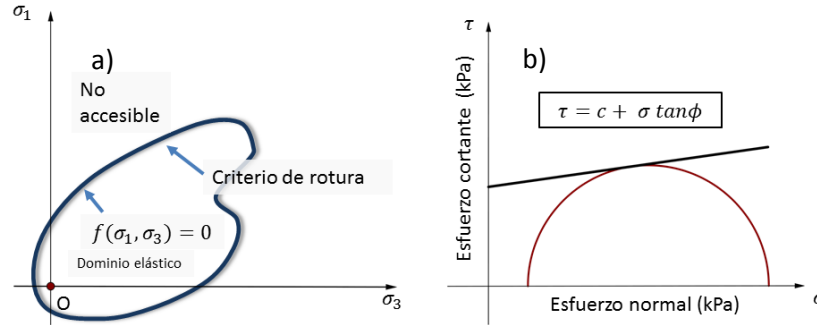


Figura 4. Representación del criterio de rotura: a) En el plano $\sigma_3 - \sigma_1$ b) en el plano $\sigma - \tau$.

La expresión para delimitar la superficie de fluencia f , se estila escribir como: $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$. Nótese que f es la superficie que delimita el dominio elástico del material en el espacio bidimensional de tensiones principales mayor (σ_1) y menor (σ_3) véase la figura 4a. La ecuación que describe esta superficie de fluencia es el criterio de rotura [11]. Para materiales homogéneos, continuos, isótropos y linealmente elásticos (material ideal) suelen existir diferentes criterios de falla, como el de Von-Misses, Tresca [9]. De éstos, el de Mohr-Coulomb define una superficie de fluencia lineal a diferencia de los otros.

Criterio de falla Mohr-Coulomb

Es una de las teorías de falla más ampliamente utilizadas en mecánica de suelos [2], dada la simplicidad, y la relativa facilidad de obtención de los parámetros, además de la vasta literatura desarrollada en torno a este criterio de rotura [12] [13], [3], [14].

En la mayoría de los casos es frecuente definir el criterio de rotura en función de la tensión tangencial (τ) y la tensión normal (σ) en un determinado plano [15]. La superficie de fluencia es de la forma $\tau = f(\sigma)$. La expresión matemática que relaciona los esfuerzos de corte con los parámetros de resistencia del suelo está dada por:

$$\tau \leq c + \sigma \tan \varphi \quad (6)$$

Siendo c la cohesión y φ el ángulo de fricción interna del material, si el esfuerzo cortante sobrepasa esta desigualdad, el suelo se deforma plásticamente y de manera irreversible [16]. En la figura 4b se muestra la recta de "resistencia intrínseca" para un determinado suelo del cual se conoce el ángulo de fricción interna (φ) y cohesión (c).

En la figura 4b se presenta el estado tensional en varios planos del suelo (círculo de Mohr), en ella se observa que la recta y el círculo son tangentes, en el punto de tangencia, es decir para ese estado tensional del suelo, la rotura del suelo es inminente [24].

Desde un punto de vista geométrico: los puntos que se encuentran por debajo de la recta de resistencia intrínseca están en dominio elástico mientras que los que se sitúan encima se encuentran en el dominio plástico, es decir, un estado de rotura [16].

Otra forma de representar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb [1], es haciendo uso del plano de tensiones σ_3 y σ_1 (Esfuerzo principal menor-Esfuerzo principal mayor). En este caso la curva de fluencia está definida por:

$$\sigma_1 = N_\varphi \sigma_3 + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (7)$$

Siendo:

$$N_\varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (8)$$

Donde c (ecuación 7) y φ (ecuación 8) vuelven a ser la cohesión y el ángulo de fricción interna del material respectivamente.

Cuando un material es sometido a un estado de tensiones que superan su resistencia, se introducen en éste deformaciones permanentes. Arquí [16] afirma: "Compactar es dar al suelo una deformación que se desea conservar. Para deformar el suelo de manera irreversible, es preciso, pues, introducir en el, tensiones de corte suficientes".

Compactación

Diferentes autores definen la compactación, como un proceso mecánico mediante el cual se reducen los vacíos del suelo [14], [6], [17]. También se puede definir como un proceso mediante el cual se somete un suelo a cargas, de tal forma que dentro de la masa se generen esfuerzos que deformen de manera permanente al suelo [16]. Los esfuerzos o también llamados tensiones generados se pueden visualizar utilizando el círculo de Mohr antes y después de la compactación.

En una masa de suelo dispuesta a ser compactada está presente el aire y el agua. El agua y los granos sólidos se consideran incompresibles, el aire tiene la posibilidad de ser comprimido o salir de la masa del suelo, siempre y cuando el suelo posea una alta permeabilidad con respecto a este fluido [12] [2], [18]. La expulsión y/o compresión del aire trae aparejada una reducción en el volumen del material, es decir una deformación [16]. Esta deformación produce una redistribución de los granos del suelo y hace que exista un contacto más firme grano-grano [1], [14].

Dado que el proceso de compactación se realiza en suelos parcialmente saturados (Lambe), es decir en suelos con la presencia de agua y aire en determinada cantidad, al imponer una carga al suelo, por ejemplo un esfuerzo vertical y perpendicular al plano, en primera instancia el esfuerzo es tomado por el agua y el aire, por tanto la transferencia de la carga externa a los granos sólidos se realiza gradualmente [3], [1]. Cuando esto sucede el agua contenida en los vacíos del suelo experimenta un incremento en la presión de poro. Este incremento de la presión de poro puede ser favorable o no para la compactación, según sea su magnitud y las condiciones de drenaje del terreno [16], [2].

Coefficientes de presión intersticial

Skempton demostró que en un ensayo de compresión triaxial sin drenaje, la variación de la presión intersticial está relacionada con la variación de las tensiones totales principales [19].

La expresión matemática que relaciona la variación de la presión de poro (Δu) con los esfuerzos principales (σ_1 y σ_3) está dada por:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (9)$$

Donde $\Delta\sigma_3$ es el incremento en la presión lateral, $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ es el incremento en el esfuerzo desviador, B es un coeficiente que indica el grado de saturación del material y A es un coeficiente de exceso de la presión de poro.

Skempton demostró en base a algunas hipótesis simplificadoras que el valor del coeficiente B se aproxima a 0 cuando el grado de saturación de la muestra está próximo a 0 admitiéndose que el suelo teóricamente puede encontrarse totalmente seco, es decir sin nada de agua. A su vez este coeficiente se aproxima a 1 cuando está totalmente saturado ($S_r = 1$) [2], [19].

Por otra parte, si el suelo fuera perfectamente elástico el valor del coeficiente A sería igual a 1/3 [16]. Sin embargo, A varía entre 0 y 1 y en ocasiones toma valores negativos. Se ha encontrado que el valor del coeficiente A es dependiente de la relación de sobreconsolidación [16].

Es importante recalcar que la expresión 9 es válida para el caso de ensayos donde no se permite el drenaje, es decir no se puede evacuar el agua de la muestra durante el ensayo [19].

Nótese que en trabajos de compactación, el tipo de material y la permeabilidad del mismo condicionan notablemente el estado de tensiones que se generará en la masa del suelo [16]. En la figura 5a se muestra un esquema de un perfil geotécnico de una obra y en la figura 5b se muestra el esquema de una probeta de suelo sometido a un ensayo triaxial no drenado.

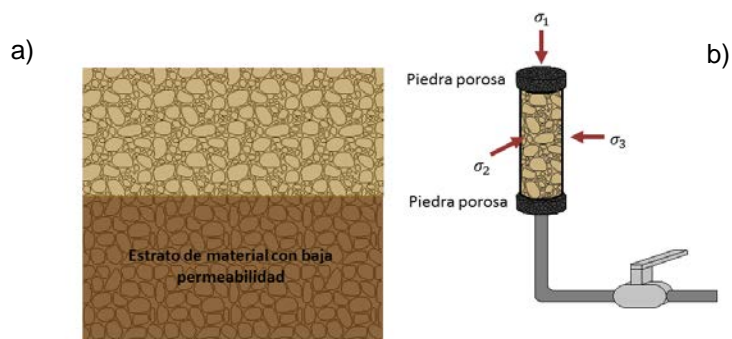


Figura 5. Condiciones de drenaje en: a) Perfil geotécnico b) Ensayo triaxial (sin drenaje).

Cuando se presenta una situación tal como la mostrada en la figura 5a, al aplicar un esfuerzo vertical, cuando el suelo no está en su grado de saturación idóneo, se incrementa la presión de poro del mismo y si el material presenta baja permeabilidad, la disipación de esta presión de poro, constituye un verdadero desafío en la labor de compactación.

Es decir, cuando se aplica una carga al suelo parcialmente saturado con un grado de saturación ($0.8 \leq Sr \leq 0.9$) el exceso de presión de poro podrá ser disipado en tiempos relativamente cortos [16]. Es decir las tensiones totales creadas por el compactador se convierten en su totalidad en tensiones efectivas y como consecuencia: se compacta el suelo.

En materiales cohesivos, la permeabilidad a los fluidos es muy baja del orden de 10^{-9} a $10^{-12} m/s$ [18] y si la velocidad de aplicación de la carga es mayor con relación a la permeabilidad, no existirá un tiempo necesario para que haya una disipación del exceso de presión de poro y esto trae como consecuencia fenómenos de inestabilidad mecánica.

Uno de los más conocidos problemas de inestabilidad mecánica en procesos de compactación en obra son los denominados "colchones" [16]. Es decir aquel fenómeno por el cual al cabo de unas pasadas de la maquinaria de compactación sobre el suelo, el suelo empieza a comportarse como un colchón, es decir se hunde al paso de la compactadora y se restablece cuando se retira ésta.

Un intento de explicación de este fenómeno se da a continuación: Al iniciar el proceso de compactación en suelos cohesivos, existen canales por donde el aire puede ser expulsado, al cabo de cierto número de pases del compactador esta expulsión se torna cada vez más difícil. Sin embargo todavía la compactación prosigue sin que haya expulsión de agua o de aire, gracias a la compresión del aire, siempre y cuando no se produzca un gran incremento de la presión de poro. Cuando el suelo cohesivo se encuentra con un contenido de agua superior al del contenido de agua óptimo determinado en el ensayo de compactación en laboratorio (Proctor), al paso de la compactadora el incremento de la presión de poro, hace que sea "imposible" la compactación [16].

Resultados y discusión

Uso del círculo de Mohr y la teoría de falla para explicar el fenómeno de compactación de los suelos

Considérese una masa de suelo como la que se muestra en la figura 5a, esta masa de suelo se encuentra en equilibrio, es decir las tensiones externas a las que está sometido σ_{3_0} (esfuerzo principal horizontal inicial) y σ_{1_0} (esfuerzo principal vertical inicial) no generan en el interior de la masa de suelo ninguna

combinación de tensión normal y tangencial que supere la curva de resistencia intrínseca del material (véase la figura 6a).

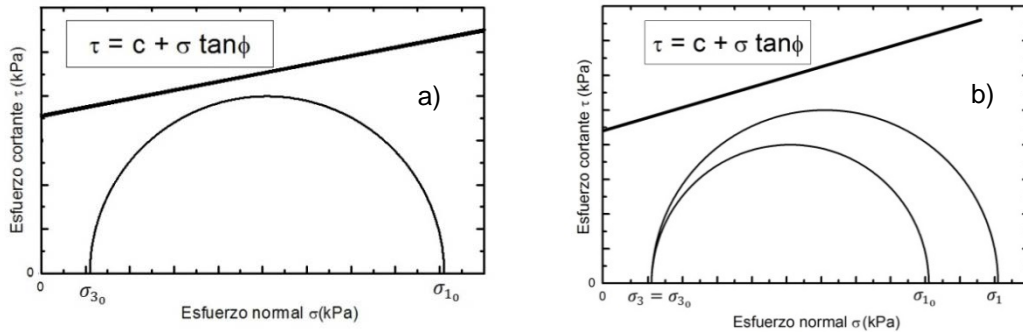


Figura 6. Estados de tensiones en un suelo: a) En reposo b) Sometido a un proceso de compactación.

Admítase que el suelo es sometido a un proceso de compactación en el cual no se genera un incremento de presión de poro, es decir $u = 0$, por tanto las cargas son soportadas íntegramente por los granos del suelo, es decir se trata de esfuerzos efectivos. Además admítase que $\sigma_1 > \sigma_{1_0}$ y $\sigma_3 = \sigma_{3_0}$. La representación del estado de tensiones del suelo se muestra en la figura 6b, se observa que en estas condiciones el suelo tampoco ha sido compactado, ya que no se ha logrado igualar o sobrepasar la curva de resistencia intrínseca (véase la figura 6).

Ahora supóngase que al incrementar el esfuerzo vertical inicial (σ_{1_0}) hasta el valor de σ_1 se crea una presión intersticial moderada u , este nuevo estado de tensiones (σ_3 y σ_1) se representa con el círculo correspondiente en la figura 7a. Para esta situación, el esfuerzo efectivo confinante y vertical se ven disminuidos en la cantidad u , dando lugar al estado de tensiones representado por el círculo de diámetro $\sigma'_3 \sigma'_1$. Obsérvese que respecto al estado inicial del suelo (Círculo de diámetro $\sigma_3 \sigma_1$) de la figura 6a, por efecto del incremento de la presión de poro, se ha sobrepasado la resistencia del suelo (recta 1) y por tanto se han presentado deformaciones permanentes, es decir el suelo se ha compactado. Además se observa que la pendiente de la recta intrínseca después de la compactación ha incrementado (recta 2), esto repercute en un incremento la resistencia del suelo.

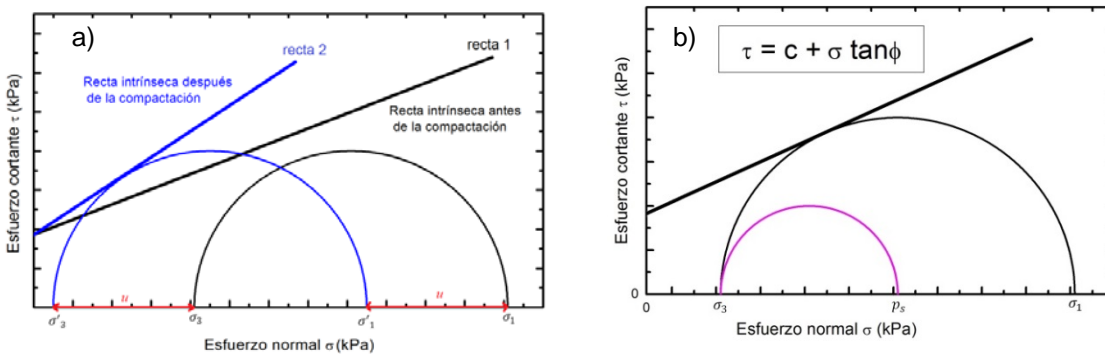


Figura 7. a) Estados de tensiones en términos de esfuerzos totales y efectivos b) Estado de tensiones después de retirar el equipo de compactación en obra.

En trabajos de compactación en obra después de compactar un suelo y retirar el compactador, si se admite que la presión de poro y el esfuerzo confinante subsisten íntegramente, dado que el compactador fue retirado, la presión vertical ejercida por el mismo desaparece y la única presión que se presenta en esta situación, es debida al peso del suelo, si se denota esta presión como p_s y se analiza el estado tensional como se muestra en la figura 7b, se observa que el círculo de diámetro $\sigma_3 \sigma_1$ se transforma en el círculo de

diámetro $\sigma_3 p_s$, nótese que el esfuerzo confinante σ_3 se mantiene, mientras que, el que sufre variación es el esfuerzo vertical, es decir σ_1 se reduce hasta el valor de p_s .

De la figura 7b se observa que si el círculo $\sigma_3 p_s$, es interior a la recta de resistencia intrínseca, la compactación subsiste, de no serlo así el suelo se descompacta.

Explicación de la descompactación de suelos empleando criterio de rotura Mohr-Coulomb

Considérese que el suelo se encuentra lateralmente confinado (σ_{30}) y bajo esfuerzos verticales debidos a su peso propio (σ_{10}) como se muestra en la figura 8a, al pasar el compactador, la presión de poro se incrementa y se generan tensiones totales en el suelo (σ_3 y σ_1 en la figura 8a). Si estos esfuerzos se expresan en términos de esfuerzos efectivos (σ'_3 y σ'_1), se observa que el diámetro del círculo de Mohr no sufre variación en cuanto a su diámetro, a su vez se percibe que el centro del círculo de Mohr se desplaza y este nuevo círculo de diámetro $\sigma'_3 \sigma'_1$ presenta estados de tensiones tales que son mayores que los que el suelo puede admitir, por tanto se descompacta, este hecho es conocido como “colchón” en trabajos de compactación.

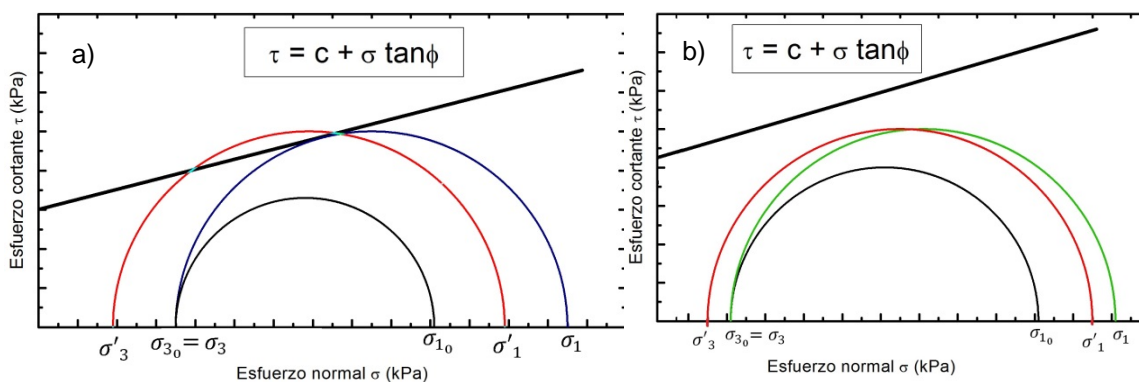


Figura 8. a) Estado de tensiones para que se descompacte un suelo. b) Estados de tensiones que hace que se mantenga la compactación.

Desde otro punto de vista, este fenómeno se produce por un incremento en la presión de poro, es decir por un incremento en la B de Skempton próximo a uno y por tanto un grado de saturación próximo a 1. Este grado de saturación, es tal, que el exceso de presión de poro (u) en este caso, no favorece la compactación. Así pues, el suelo situado debajo del compactador se encuentra sometido a presiones de poro elevadas mientras que el suelo fuera del área de acción del compactador no está sometido a tal presión, puesto que no se puede eliminar el agua del suelo por las condiciones del material (suelo impermeable) en el tiempo del paso del compactador, esta presión provoca un desplazamiento de la masa de suelo, este es el fenómeno de “colchón”.

Por el contrario, considérese una masa de suelo parcialmente saturada que ha sido compactada con el contenido de agua óptimo determinado en la prueba de compactación de laboratorio (Proctor), por consiguiente: ¿Después de compactado, se mantendrá compactado?

Para dar respuesta a este cuestionamiento, considérese que el suelo ya fue compactado y su recta de resistencia intrínseca es la que se muestra en la figura 8b. Admitase que se encuentra lateralmente confinado (σ_{30}) y bajo esfuerzos verticales iniciales (σ_{10}), al paso de una maquinaria como por ejemplo un compactador, se generan tensiones totales (σ_1 y σ_3) véase la figura 8b, por tanto, la presión de poro se incrementa. Si estos esfuerzos se expresan en términos de esfuerzos efectivos (σ'_3 y σ'_1), se observa que se tiene un nuevo círculo de diámetro $\sigma'_3 \sigma'_1$ que se ubica por debajo de la recta de resistencia intrínseca, por tanto en estas condiciones el material se mantiene compactado.

Conclusiones

Según sea el material y su permeabilidad al agua y al aire, el comportamiento en el proceso de compactación, del material será diferente.

En trabajos de compactación es importante controlar el contenido de agua óptimo, especialmente en el caso de suelos cohesivos, con el fin de evitar los desagradables problemas de inestabilidad mecánica.

Para que se presente fenómenos de inestabilidad mecánica el suelo se debe encontrar con un determinado grado de saturación muy próximo a 1, es decir con un contenido de agua mayor al contenido de agua óptimo determinado en los ensayos de compactación en laboratorio.

La presión de poro puede favorecer la compactación si no es demasiado alta. En trabajos de compactación en obra, si se mide la presión de poro y la resistencia, se puede determinar de forma más controlada la calidad del proceso de compactación.

El aire en el proceso de compactación juega un papel análogo al del agua y puede ser incluso más importante. De ahí que si se requiere un proceso de compactación muy riguroso se sugiere realizar pruebas de permeabilidad al aire y al agua del material a compactar.

Si la presión de poro en materiales impermeables es demasiado alta da lugar a que se presenten fenómenos de inestabilidad mecánica.

En caso de presentarse problemas de inestabilidad mecánica en obra (colchones) significa que el grado de saturación no es el adecuado, dicho de otra manera, el contenido de agua es mayor al contenido de agua óptima, para resolver este problema se sugiere que: si las condiciones climáticas lo permiten, se escarifique el material y se espere a que disminuya el contenido de agua, una vez se haya alcanzado el contenido de agua óptimo se proceda a compactar, sin embargo, si las condiciones no lo permiten una alternativa de solución puede ser un cambio de material y compactar con el contenido de agua óptimo del nuevo material.

Bibliografía

1. Das BM. Fundamentos de ingeniería geotécnica. Cuarta Edición. Cengage Learning Latin Am; 2015. 612 p.
2. Budhu M. Soil mechanics and foundations. 3rd ed. New York: Wiley; 2011. 761 p.
3. Terzaghi K, Peck RB, Mesri G. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons; 1996. 604 p.
4. Stamatopoulos AC, Kotzias P. Mejoramiento de suelos por precarga. México: Limusa; 1990.
5. Díaz-Rodríguez A. Mecánica de suelos: Naturaleza y propiedades. México: Trillas; 2014.
6. Lambe TW, Whitman RV. Mecánica de suelos. Segunda edición. México: Limusa; 2014.
7. Alva-Hurtado JE. Diseño de Cimentaciones. Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia; 2011.
8. White F. Viscous Fluid Flow. New York: McGraw Hill; 2011.
9. Timoshenko SP, Goodier J. Teoría de la elasticidad. Bilbao: Urmo, S.A.; 1975.
10. Hibbeler RC. Mecánica de materiales. Pearson Educación; 2006. 898 p.
11. Belluzzi O. Ciencia de la construcción. Italia: Zanichelli; 1989.
12. Taylor DW. Fundamentals of soil mechanics. United States of America: J. Wiley; 1954. 722 p.
13. Hogentogler CA. Engineering properties of soil. New York: McGraw-Hill Book Company, Inc.; 1937.
14. Flamand C. Introducción a la Mecánica de Suelos. Segunda. Universidad Autónoma de Chapingo; 1995.
15. Criterio de Rotura en suelos.pdf. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6529/06.pdf?sequence=7&isAllowed=y> [Consulta: Noviembre 18 del 2017]
16. Arquí G. Compactación en carreteras y aeropuertos. Reverte; 1978. 366 p.

17. Rico-Rodríguez A, Castillo H del. Ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol. Volumen 1. Editorial Limusa; 2006. 466 p.
18. Liu C, Evett JB. Soils and foundations. 7th ed. Upper Saddle River, N.J: Pearson/Prentice Hall; 2008. 508 p.
19. Skempton AW. The pore-pressure coefficients a and b. Sel Pap SOIL Mech. 1 de enero de 1984;65-9.
20. Yusoff SANM, Bakar I, Wijeyesekera DC, Zainorabidin A, Azmi M, Ramli H. The effects of different compaction energy on geotechnical properties of kaolin and laterite. AIP Conf Proc. 8 de agosto de 2017;1875(1):030009.
21. Xia K. Numerical prediction of soil compaction in geotechnical engineering. Micromechanics Granul Mater – Tribute Ching Chang. 1 de marzo de 2014;342(3):208-19.
22. Elkady TY, Al-Mahbashi A, Dafalla M, Al-Shamrani M. Effect of compaction state on the soil water characteristic curves of sand–natural expansive clay mixtures. Eur J Environ Civ Eng. 4 de marzo de 2017;21(3):289-302.
23. Karube D, Kawai K. The role of pore water in the mechanical behavior of unsaturated soils. En: Unsaturated Soil Concepts and Their Application in Geotechnical Practice. Springer; 2001. p. 211–241.
24. Kumor LA, Kumor MK. Changes in Mechanical Parameters of Soil, Considering the Effect of Additional Compaction of Embankment. Transp Res Arena TRA2016. 1 de enero de 2016;14(Supplement C):787-96.