
2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

2.1 Conceptos Fundamentales

Los suelos, como cualquier material, bajo ciertas sollicitaciones, se comportarán como materiales elásticos, pero en muchas veces tendrá deformaciones mayores de las normales, por lo que será un factor predominante el considerar la plasticidad del suelo.

El suelo puede presentar diversos tipos de fallas tales como: disgregamiento, deslizamiento en líneas de rotura o fluencia plástica.

La resistencia al esfuerzo cortante está representada por la ecuación de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma_0 \tan \phi$$

En la que:

τ = Resistencia al corte del suelo.

c = Cohesión del suelo.

σ_0 = Esfuerzo normal intergranular.

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo, el cual se supone que es constante.

La cohesión puede ser definida como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas, producidas por sus fuerzas intergranulares.

El ángulo de fricción interna es función de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y la forma de los granos y de la presión normal.

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo. La razón para ello no se hizo evidente hasta que Terzaghi publicó el principio de esfuerzos efectivos $\sigma = \sigma' + u$. Pudo apreciarse entonces que, dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes sustanciales, la resistencia al corte de un suelo debe ser resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de ésta depende sólo de la magnitud de esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Por tanto, cuanto más grande sea el esfuerzo efectivo normal a un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte de dicho plano. Entonces si se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzos efectivos, se tiene:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

En la cual los parámetros c' y ϕ' son propiedades del esqueleto del suelo, denominadas cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente.

Puesto que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos del suelo, los análisis de estabilidad se harán entonces en términos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, en ciertas circunstancias el análisis puede hacerse en términos de esfuerzos totales y por lo tanto, en general, se necesitará determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo en esfuerzos efectivos y en esfuerzos totales. Es decir, los valores de c' , ϕ' y c , ϕ . Estos se obtienen, a menudo en ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de suelo representativas mediante ensayo de corte directo (ASTM D-3080-72) o el ensayo de compresión triaxial (ASTM D-2850-70).

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo-deformación, debemos tener en cuenta dos tipos de resistencia.

Resistencia máxima o resistencia pico.

Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no ha sido fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto de la curva esfuerzo-deformación. La utilización de la resistencia pico en el análisis de estabilidad asume que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que en otros, en un fenómeno de falla progresiva y asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

Resistencia residual

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla.

Skempton (1964) observó que en las arcillas sobreconsolidadas, la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y c_r . Sin embargo, en los suelos residuales la resistencia pico tiende a ser generalmente, muy similar a la resistencia residual.

Otro factor que determinan las diferencias entre la resistencia pico y la residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

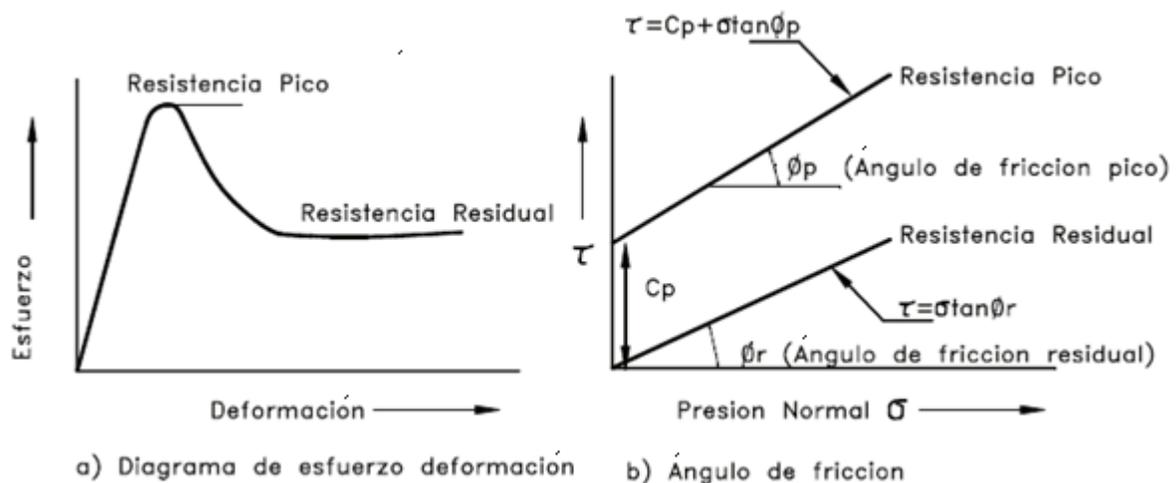


Ilustración 1 Gráfica esfuerzo-deformación y presión cortante-presión normal

En arenas, gravas y limos no plásticos que se denominan como suelos granulares, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero y el ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución mineralógica y su densidad. Generalmente el ángulo de de fricción en suelos granulares varía de 27° a 42°, dependiendo del

tipo de ensayo que se realice. Por ejemplo, en un ensayo triaxial drenado el ángulo de fricción es 4° a 5° medido en un ensayo de corte directo. En arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos se puede considerar la fricción igual a cero y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenida. En suelos residuales generalmente, predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava-arena-limo y arcilla y de las características de cada tipo de partícula presente.

Parámetros de presión de poros.

El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poro en el campo. Estas presiones de poro pueden ser estimadas si los cambios de esfuerzo dentro del suelo se puede determinar. Para esta estimación se pueden utilizar los parámetros de presión de poros A y B propuestos por Skempton (1954) para calcular las presiones de poro en exceso.

$$\Delta_u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Donde

Δ_u : Exceso de presión de poros

B: Parámetros de presión de poros B

A: Parámetros de presión de poros A

$\Delta\sigma_1$: Cambio de esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma_3$: Cambio de esfuerzo principal menor

Los parámetros A y B deben ser determinados de ensayos de laboratorio o seleccionados por experiencia. Para suelos saturados B se acerca a 1.0 pero su valor disminuye drásticamente con la disminución en el grado de saturación. Los valores del parámetro A dependen de las deformaciones y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. Suelos normalmente consolidados tienden a agregar excesos de presión de poro positivos durante el corte, en contraste los suelos sobreconsolidados pueden esperarse que generen presiones de poro negativas.

El valor de A está muy influido por el nivel al cual el suelo ha sido previamente deformado, el esfuerzo inicial del suelo, la historia de esfuerzos y la trayectoria de esfuerzos, tales como carga y descarga (Lambe y Whitman, 1969)

Círculo de Mohr

En un análisis de dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas σ - τ , se puede trazar el círculo de esfuerzos de Mohr.

En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como esfuerzos principales como se ve en la ilustración 26.

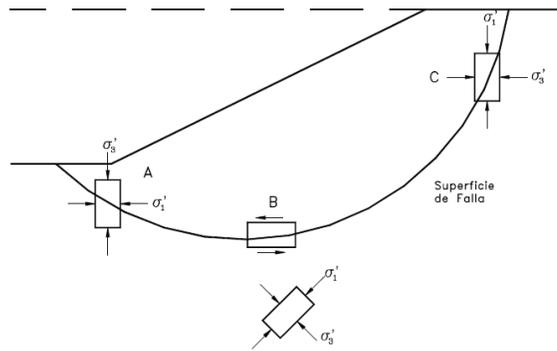


Ilustración 2 Grafico de esfuerzos principales

Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior.

Envolvente de falla.

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr-Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir. La envolvente de falla de Mohr-Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse de la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

donde:

s: Resistencia al cortante

σ' : Esfuerzo total efectivo

A y b: Constantes

En la práctica normal de Ingeniería, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos, en la cual $s = c' + \sigma' \tan \phi'$

Donde:

c' : Ordenada al eje de resistencia (cohesión)

ϕ' : Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción)

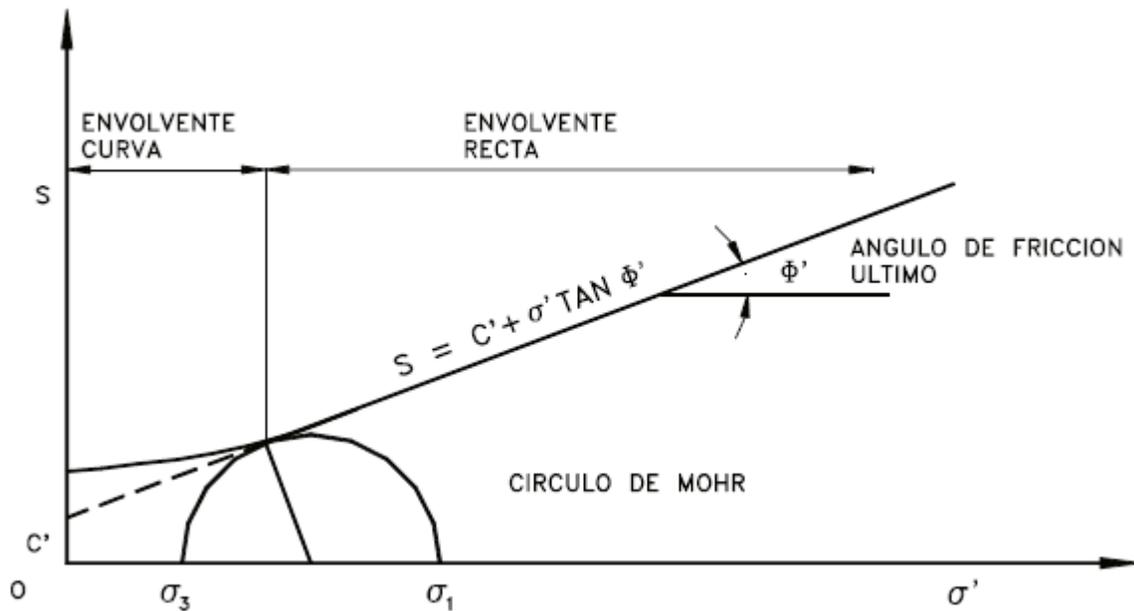


Ilustración 3 Grafica de envoltente de falla

En la mayoría de los suelos la envoltente de falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva y el error de asumirla como recta puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad no existe un ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envoltente. Sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de esfuerzos bajos. Hawkins (1996) indica que es recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales.

$\phi' = f(\sigma')$ y $\phi'(\text{último}) =$ pendiente de la recta de la envoltente

El círculo de Mohr puede extenderse también al análisis de suelos parcialmente saturados, teniendo en cuenta las presiones en el agua y el aire en los vacíos (Fredlund 1978).

Trayectoria de esfuerzos.

El método de la trayectoria de esfuerzos permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o en el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de esfuerzos p-q, donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr.

Para claridad los círculos de Mohr no se trazan, y solo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos. Se pueden trazar tres tipos diferentes de trayectorias así (Lee, 1996):

1. Trayectoria de esfuerzos efectivos, la cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.
2. Esfuerzos totales menos presión de poros estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel

estático de aguas subterráneas. Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales, menos la presión de poro estática, es la presión de poros en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.

3. Esfuerzos totales, la cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente.

De estas trayectorias de esfuerzos se puede ver los comportamientos típicos de los elementos del suelo.

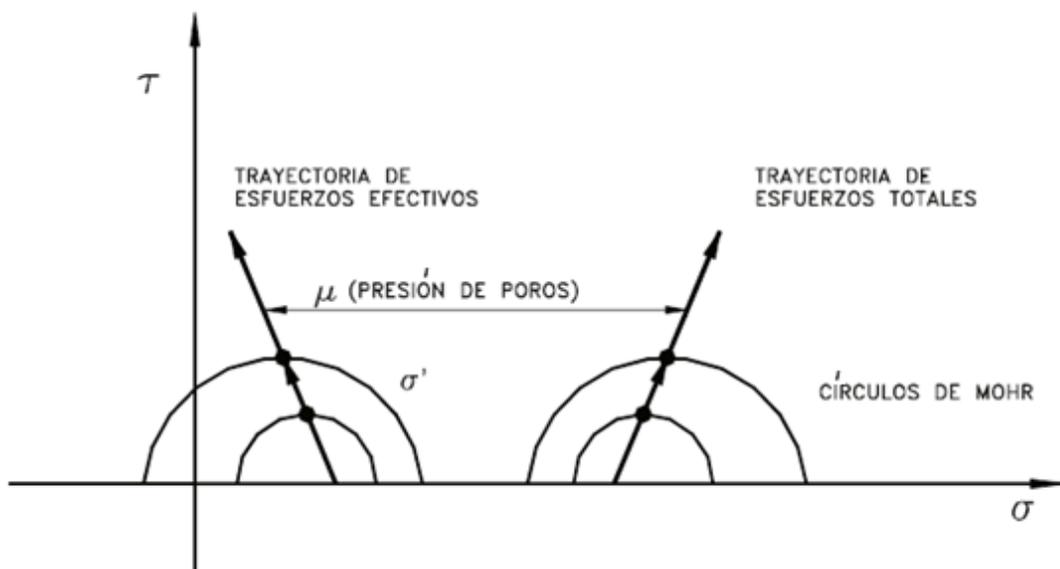


Ilustración 4 Diagrama de Trayectoria de Esfuerzos

2.2 Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante

2.2.1 Resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos-friccionantes.

Se atribuye a Arthur Casagrande la idea de utilizar un aparato triaxial para medir la resistencia al corte de los suelos. Construyó en 1930 el primer aparato de este tipo en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, sobre el modelo de un aparato de consolidación triaxial que había visto en Alemania en 1929. El aparato triaxial es hoy un elemento fundamental en todo laboratorio de Mecánica de Suelos.

El aparato de compresión triaxial o triaxial simple, tiene forma de un cilindro esbelto, a continuación se muestra la ilustración 29 con sus componentes.

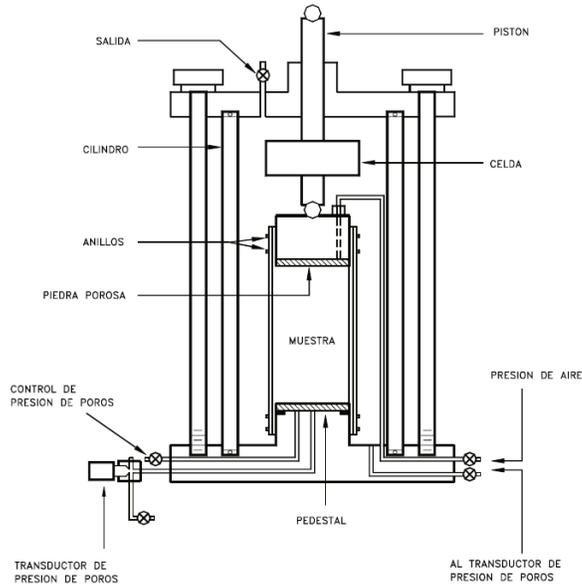


Ilustración 5 componentes de la cámara de compresión triaxial

Se somete a lo que se denomina una compresión triaxial que debería llamarse con mayor precisión campo cilíndrico de tensiones.

La muestra se coloca en una célula que contiene un fluido a presión, generalmente agua, y se aplica sobre una superficie lateral una tensión radial σ_r , igual a la presión que existe dentro de la célula. Por otra parte, un pistón que atraviesa la parte superior de la célula, permite cargar verticalmente la muestra que de este modo queda sometida también a una tensión longitudinal σ_1 .

Estas dos tensiones tienen oblicuidad nula; son pues, las tensiones principales. Actuando separadamente sobre la presión de la célula y la fuerza transmitida por el pistón pueden conseguirse una amplia gama de combinaciones tensionales.

Los diferentes tipos de ensayos los podemos distinguir en:

- ✓ Ensayos de compresión en los que la tensión longitudinal σ_1 es superior a la tensión radial σ_r .
- ✓ Ensayos de estricción en los que $\sigma_1 < \sigma_r$.
- ✓ Ensayos de tracción o de extensión en los que la tensión longitudinal es una tracción (este tipo de ensayo requiere de unos dispositivos especiales).

El ensayo de compresión es con mucho el más utilizado y el que dispone de más resultados experimentales. En general, se obtiene la rotura de la muestra manteniendo constante la tensión radial σ_r y aumentando la tensión longitudinal σ_1 . En ocasiones se trabaja con tensión longitudinal constante y tensión radial decreciente. De esta forma simple se aplica a la muestra un desviador $\sigma_1 - \sigma_r$ creciente.

En cada ensayo se miden las dos tensiones principales σ_1 y σ_r en el momento de la rotura, lo que permite trazar el círculo de Mohr correspondiente. Para obtener la curva de resistencia intrínseca del material, se ejecutan una serie de ensayos y se determina entonces la envolvente de los diferentes círculos de Mohr. Es una medida indirecta de la resistencia al corte.

Descripción del triaxial.

Existen aparatos de compresión triaxial de todas dimensiones, alcanzando alguno de ellos incluso dos metros de altura. Biarez ha perfeccionado en Grenoble un triaxial de grandes dimensiones para estudiar el comportamiento de gravas de gran diámetro destinadas a la construcción de presas de tierra.

Sin embargo, existen dos tipos de células que son las que con mayor frecuencia se utilizan. En primer lugar, citemos las células de pequeñas dimensiones que permiten ensayar muestras de 3.5 cm de diámetro. Este aparato se adapta bien a arcillas y arenas. También se emplea una célula mayor para muestras de 10 cm de diámetro. Este aparato es recomendable para estudiar mezclas de arcillas y gravas en las que los elementos más gruesos superan los 3 cm. En estas dos células la esbeltez de las muestras (relación de la altura al diámetro) es del orden de 2 y puede variar entre 1.5 y 3 según los materiales y costumbres locales.

En la figura se presenta una célula triaxial construida por un cilindro de espesor suficiente. Puede verse la célula propiamente dicha y el pistón que ejerce el esfuerzo longitudinal la tensión longitudinal σ_1 se calcula fácilmente conociendo el esfuerzo, pero debe tenerse en cuenta el peso propio del pistón y la presión del fluido que se ejerce sobre una determinada parte de la cara superior de la muestra.

La muestra está cubierta con una pieza que permite cargarla y envuelta con una fina membrana que aísla el fluido de la célula, y en el caso de suelos incoherentes asegura, además, la sujeción de la muestra.

Hay que destacar especialmente el dispositivo de drenaje construido por una piedra porosa y unas conexiones con el exterior de la célula. Gracias a este dispositivo puede drenarse la muestra que se está ensayando y medir las variaciones de volumen por la cantidad de agua expulsada cuando la muestra está saturada; cuando la muestra sólo está parcialmente saturada, un dispositivo que no está representado en la figura permite igualmente, la medida de variaciones de volumen (una canalización suplementaria permite recoger en la parte superior el aire expulsado).

También es posible, gracias al dispositivo de drenaje, determinar la presión intersticial. La figura representa el esquema de la instalación. No debe utilizarse, salvo precauciones especiales, un manómetro ordinario situado sobre la muestra, pues este tipo de aparatos necesitan para funcionar una cierta cantidad de agua. Se provocaría una circulación parásita que daría como resultado una variación de la presión intersticial. Además, en medios de débil permeabilidad, la estabilización de las indicaciones del manómetro sería demasiado lenta.

El método “del cero” debido a Rendulic permite evitar esos inconvenientes. Una de las ramas del tubo en forma de U que contiene mercurio está unida al circuito de drenaje de la muestra y sometida a la presión del agua en ese circuito; es decir, casi a la presión intersticial. La otra rama

está unida a un manómetro y a un husillo de control que permite hacer variar la presión de esta parte del dispositivo. Cuando los niveles de mercurio en las dos ramas del tubo están a la misma altura, la indicación del manómetro mide la presión intersticial. Basta, pues, con mover el husillo de control para mantener los dos niveles a la misma altura y medir así la presión, sin que el circuito de drenaje sea modificado, ya que el nivel del mercurio no debe variar durante la operación.

Determinamos así la presión en la base de la muestra. En medios poco permeables hay que esperar un cierto tiempo antes de que la presión sea uniforme en el conjunto de la muestra (es un problema totalmente análogo a la consolidación) y que la medida efectuada represente la presión intersticial en el seno de la muestra de la zona donde debe producirse la rotura. La cadencia de aplicación del desviador desempeña desde este punto de vista un papel importante.

Las fotografías de la figura muestran una célula triaxial y el conjunto de dispositivos ajenos, necesarios para su funcionamiento. Se observará la importancia de las canalizaciones y uniones que eviten los riesgos de entrada de aire o fugas de agua. Esta utilización hace que la operación del aparato sea delicada.

Limitaciones del aparato triaxial.

Como acabamos de explicar, una de las ventajas más importantes del triaxial reside en la posibilidad de modificar las condiciones de drenaje de la muestra y medir la presión intersticial. Este aparato presenta, sin embargo algunas limitaciones.

En primer lugar sólo permite la aplicación de campos de tensiones cilíndricas, lo que impide explorar toda la superficie del material y no se adapta a los numerosos casos prácticos que implican deformación plana.

La principal dificultad experimental proviene del efecto del zunchado que las dos cabezas ejercen sobre la base de la probeta. Numerosos investigadores han estudiado este problema y parece que la influencia de este fenómeno en la resistencia al esfuerzo constante es pequeña cuando la esbeltez de la probeta es grande. Pero es inexacto afirmar que el aparato triaxial permite ejercer un campo de esfuerzos uniforme. Bajo cada una de estas cabezas se forma una zona de equilibrio superabundante y la probeta se deforma como un tonel al ser sometida a compresión.

Sin embargo, el desviador se calcula a partir del esfuerzo transmitido por el pistón y de la superficie de la sección recta de la probeta. En esta operación debe considerarse una superficie media que se determina en función de las variaciones de volumen de la probeta y de la deformación axial. Esta corrección es indispensable.

Debemos hacer una última observación en relación con la duración de los ensayos. Está íntimamente ligada a la consolidación de la muestra y la disipación de las presiones intersticiales. Pero en la naturaleza se observan también movimientos debidos a la fluencia que duran meses incluso años. Es imposible reproducir en los aparatos triaxiales clásicos velocidades tan pequeñas y de esta forma no se pueden estudiar determinados fenómenos importantes como, por ejemplo, la deformación lenta de las capas de agua adsorbida.

Cuando la velocidad de carga en el laboratorio difiere demasiado de la velocidad real, la trayectoria seguida en el espacio de tensiones por estado de la muestra estudiada, puede no tener ninguna relación con la trayectoria real y, como el comportamiento mecánico de los suelos naturales, depende en cierta medida de la historia tensional, esta discordancia puede ser origen de grandes errores.

La prueba triaxial estándar (es decir, con presión lateral constante y esfuerzo axial creciente) proporciona una medida del módulo de Young. El módulo disminuye al aumentar el esfuerzo axial y para el máximo de la curva esfuerzo-deformación el módulo tangente se hace cero.

Cuando se cita valor del módulo de Young de un suelo, se trata generalmente del módulo secante a partir de un esfuerzo desviador nulo hasta un esfuerzo desviador igual a $\frac{1}{2}$ ó $\frac{1}{3}$ del esfuerzo desviador máximo. Esta es una gama habitual de esfuerzos de trabajo en los problemas de cimentaciones reales, ya que en estos casos se suele adoptar un factor de seguridad de dos o tres. Kondner y Zelasko (1963) sugieren que las curvas deformación en la arena en compresión triaxial estándar pueden ajustarse a una ecuación hiperbólica del tipo.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1}$$

Donde a y b son constantes.

Al aumentar la presión lateral de confinamiento, el módulo aumenta. En el caso en que el esfuerzo inicial σ_0 es isótropo, el módulo aumenta proporcionalmente a σ_0^n , donde n varía de 0.4 a 1. Un valor razonable es $n=0.5$. Los mayores valores del exponente tienden a aplicarse a arenas sueltas.

En la mayoría de los problemas prácticos, los esfuerzos antes de aplicar la carga no son isótropos.

La influencia del estado real de esfuerzos sobre el módulo no es clara pero la mejor regla disponible es que el módulo depende de la media de los esfuerzos principales; es decir.

$$E = \sqrt{\sigma_0 \frac{1 + 2K_0}{3}}$$

Donde K_0 es el coeficiente de presión lateral de suelos en reposo.

La ecuación anterior sólo es aplicable cuando $1/2 < K_0 < 2$ y el factor de seguridad respecto a la falla es de 2 ó más.

La influencia de la relación de vacíos, composición, historial de esfuerzos y velocidad de carga sobre E es la misma que sobre D.

El coeficiente de Poisson puede calcularse como coeficiente entre las deformaciones laterales y axial en una prueba triaxial con carga axial. En la primera fase de deformación, donde se pueden utilizar los conceptos de la teoría de la elasticidad, el coeficiente de Poisson es variable con la deformación.

Los conceptos de la teoría de la elasticidad sólo son aplicables con carácter aproximado a los suelos. Sin embargo, la influencia sobre los módulos es más marcada. Es difícil estimar valores del módulo con gran precisión, siendo necesarios datos de laboratorio para cada suelo en particular, siempre que se requiera una estimación precisa.

Como el módulo depende de la relación de vacíos y es difícil obtener muestras inalteradas de suelos granulares, resulta extremadamente difícil medir el módulo de estos suelos con precisión. En general se pueden llevar a cabo dos tipos de pruebas, a saber: pruebas “rápidas” y pruebas “lentas”. En las primeras se permite que el espécimen de prueba se consolide bajo una presión hidrostática y después se aplica la carga axial a una velocidad tal que no puede registrarse consolidación apreciable hasta el momento de la falla. Estas pruebas rápidas en las cuales no se permite que la muestra se consolide antes de añadir el incremento siguiente.

Generalmente para cada prueba se realizan entre tres o cuatro especímenes bajo presiones confinantes distintas. La representación de los resultados en un diagrama de Mohr está constituida por una serie de círculos, cuya envolvente permite obtener los parámetros del material estudiado. Las pruebas consolidadas-no drenadas se realizan generalmente saturando previamente la muestra: se reproduce en esta forma la inmersión de la estructura o del estrato estudiado. La saturación permite que la segunda etapa de la prueba se desarrolle a volumen constante, y facilita eventualmente la medición de las presiones de poro. Este estado se logra aplicando una contrapresión al fluido intersticial de material, con el fin de comprimir o disolver el aire no disuelto.

En muchas aplicaciones se han encontrado correlaciones satisfactorias entre las pruebas de laboratorio y las observaciones en campo. Para que exista tal correlación, es de suma importancia elegir para el estudio en el laboratorio el tipo de prueba que mejor represente las condiciones que determinan la resistencia en el campo.

La prueba no consolidada-no drenada permite, determinar la resistencia de una arcilla saturada sometidas a cargas o descargas aplicadas a una velocidad tal que no haya disipación de las presiones de poro generadas. Esta prueba se presta, por tanto, al estudio de la estabilidad al final de una construcción.

La prueba consolidada-drenada permite, determinar a resistencia después de la disipación de la presión de poro, lo que corresponde a suelos cohesivos a la estabilidad a largo plazo en el campo. La prueba consolidada-no drenada es la más adecuada para determinar la resistencia de suelos consolidados sometidos a cargas rápidas, como es el caso de un vaciado rápido de una presa o sismos.

El equipo empleado para las pruebas triaxiales debe adaptarse al tipo de material ensayado y a la finalidad de las pruebas.

La etapa de consolidación de una prueba triaxial se realiza en un banco de consolidación. La ruptura debe llevarse a cabo en este mismo banco, aplicando las cargas por medio de pesas (control de carga) o de una máquina de compresión que permita aplicar al espécimen una velocidad de deformación constante (control de deformación).

El uso de un sistema de control de carga o de deformación depende de la finalidad de la prueba. El control de carga tiene más flexibilidad y se presta a pruebas en suelos muy blandos; sin embargo, el control de deformación es generalmente preferible para pruebas de rutina en suelos de resistencia media o alta, especialmente con cámaras triaxiales en las que la carga se transmite por medio de un vástago. Es conveniente que la máquina de compresión empleada tenga un amplio intervalo de velocidades de deformación y que dé una precisión que no sea inferior al 1% de la resistencia media.

Las cámaras usuales se han descrito anteriormente.

Como fluido confinante para las pruebas triaxiales se emplea comúnmente agua. El pedestal y el cabezal de la probeta son de material más ligero y no corrosivo, como la lucita. Aunque las piezas de lucita absorben una cantidad importante de agua, son satisfactorias a condición de saturarlas previamente en agua destilada. Para pruebas drenadas, es recomendable emplear discos porosos incrustados en el pedestal y el cabezal para permitir un montaje satisfactorio de la probeta. El sello de la membrana se hará con una liga de hule.

El espécimen se aísla del fluido confinante con una membrana de hule, a cual debe ser prácticamente impermeable y no interferir en forma apreciable con la resistencia de la probeta. Para pruebas de corta duración, las membranas comerciales, cuyo espesor varía de 0.008 cm (para suelos blandos) y 0.025 cm (para arenas o arcillas arenosas), son generalmente satisfactorias. En pruebas de larga duración, es imposible evitar que se presenten fugas a través de la membrana, pero pueden reducirse sobreponiendo dos membranas.

La colocación de la membrana debe hacerse con mucho cuidado para evitar que quede arrugada o que dañe a la probeta.

En pruebas drenadas en suelos blandos, es conveniente colocar discos de papel filtro entre la probeta y las piedras porosas, para evitar que éstas se obturen y para permitir la recuperación del espécimen completo después de la prueba. El uso del papel filtro colocado lateralmente para acelerar el proceso de consolidación solo se justifica para suelos de muy baja permeabilidad (inferior a 10^{-7} cm/s) .

Las deformaciones volumétricas en pruebas drenadas en suelos saturados se miden por medio de una bureta de vidrio, cuya sección depende de la cantidad de agua expulsada por la probeta, y puede variar de 0.1 a 0.7 cm². Es conveniente que su capacidad sea suficiente para evitar frecuentes ajustes de nivel que conducen a errores y pérdidas de precisión.

En pruebas de corta duración es suficiente contar con una línea de presión de aire, de un tanque de almacenamiento y de un recipiente de transmisión de presión del aire al fluido confinante. La superficie libre del fluido en este recipiente debe encontrarse al mismo nivel que el del centro de la probeta, en caso contrario, el valor de la presión confinante debe corregirse por la diferencia de niveles.

Para presiones confinantes bajas, los manómetros de mercurio son los más precisos, son imprácticos para presiones altas; los manómetros de carátula de precisión son generalmente

preferibles. Para pruebas de larga duración, es necesario disponer de un sistema de control de la presión confinante.

La contrapresión necesaria para saturar las probetas puede encontrarse en forma similar a la presión confinante, debe poder mantenerse prácticamente igual a ésta. Para controlar con precisión la diferencia entre ambas presiones, es recomendable emplear un manómetro diferencial. La medición del volumen de agua agregado a la probeta durante la saturación y de los cambios de volumen del espécimen durante la consolidación debe hacerse por medio de una bureta con precisión mínima de 0.1 cm^3 .

La saturación de la probeta debe realizarse con agua desairada. Para evitar que el agua de saturación disuelva cantidades excesivas de aire durante la prueba, es conveniente tomar ciertas precauciones. El contacto agua-aire debe reducirse a un mínimo interponiendo un líquido adecuado o un diafragma entre ambos; por otra parte, es recomendable colocar un tubo relativamente largo entre la bureta y el espécimen.

La medición de la presión de poro (presión neutral) puede realizarse por medio de un sistema de control de flujo o de una celda de presión (transducer) conectada al drenaje de la probeta. No debe existir flujo apreciable del agua intersticial hacia el aparato de medición; sin embargo, este debe ser suficientemente preciso para detectar pequeños cambios de presión.

Las celdas de presión eléctricas dan una presión satisfactoria y permiten obtener directamente los resultados en graficadores. Las celdas pueden usarse, además, para medir la presión confinante y la contrapresión, a condición de emplear llaves sin cambio volumétrico en las conexiones. La calibración de las celdas se realiza empleando un manómetro de mercurio de precisión. Los sistemas de control de flujo se emplean también con éxito, pero requieren la atención continua de un operador.

Para preparar probetas compactadas se utiliza un molde partido. La compactación la hacemos por medio de un pisón transmisor de energía, simulando una prueba Proctor, método de compactación más común en los laboratorios.

Las probetas se formarán con material que pase la malla #10, el contenido de agua el cual ya sabemos al realizar la prueba Proctor, tratando de emular el contenido de agua a partir de óptimo Proctor, colocadas en la forma descrita anteriormente.

El procedimiento para llevar a cabo la prueba es el siguiente:

1. Colocar la probeta debidamente preparada, medida y pesada en la cámara, cerrando la cámara herméticamente.
2. Si la prueba se va a realizar con control de deformación, instalar la cámara en una máquina de compresión con el vástago centrado bajo el marco de carga, el cual se baja hasta punto de hacer contacto. Si se emplea control de carga, colocar la cámara bajo el marco de carga de un banco de consolidación.
3. Disponer de un micrómetro en el soporte de la cámara, apoyado sobre el marco de carga, procurando que quede en posición vertical.

4. Llenar la cámara. Después del llenado, el agua en el tanque de control debe encontrarse aproximadamente al mismo nivel que la probeta.
5. Con el vástago asentado sobre a cabeza de la probeta y el marco de carga sobre el vástago, tomar la lectura inicial del micrómetro.
6. Ajustar el regulador al valor de la presión confinante en a cual se va a ensayar el espécimen. Si la presión requerida es menor a 3.5 kg/cm^2 , y no se dispone de un manómetro mecánico de precisión suficiente, conectar el sistema a un manómetro de mercurio.
7. Aplicar la presión confinante con la cual se va a ensayar el espécimen. Colocar una pesa en el marco de carga para compensar el empuje vertical que actua sobre el vástago. Anotar la presión inicial confinante σ_c .
8. Poner en marcha el dispositivo reductor de fricción del vástago.
9. Al poner nuevamente en contacto el marco, el vástago y la cabeza de la probeta y volver a tomar la lectura del micrómetro. Esta operación, es necesaria si la probeta está parcialmente saturada y se deforma apreciablemente al aplicar la presión confinante.
10. Proceder a la etapa de ruptura de la probeta..

Al emplear control de deformación, se fija la velocidad a la cual se va a someter el espécimen durante el ensaye, la que generalmente es de 1 mm/min . Tomar lecturas simultáneas de carga y deformación axial con la frecuencia necesaria para definir la curva deformación unitaria-esfuerzo; las lecturas deben suspenderse cuando la deformación corresponda al 25% de la altura inicial.

En caso de emplear control de carga, aplicar un incremento cada minuto. Los primeros deben ser aproximadamente 10% de la carga de falla estimada y reducirse a la mitad o a la cuarta parte de este valor al acercarse a la falla. Dibujar una gráfica cargas aplicadas-lecturas del micrómetro conforme se obtienen los datos, para vigilar el desarrollo de la prueba y decidir si la magnitud de los incrementos es adecuada. Las lecturas deben hacerse inmediatamente antes de aplicar cada incremento sucesivo.

11. Cerrar el regulador de presión, vaciar la cámara.
12. Secar el exterior de la membrana y el pedestal de la membrana.
13. Señalar el plano de falla (en caso de ser visible).
14. Pesar la probeta
15. Introducir la probeta al horno. Después de 18 horas, se deja enfriar y se vuelve a pesar.

Repetir el procedimiento anterior para cada prueba.



Fotografía 1 Cámara triaxial utilizada para la resistencia al esfuerzo cortante



Fotografía 2 Cámara triaxial con el cabezal de latón en la compactación



Fotografía 3 Cabezal de latón diseñado para las compactaciones de las probetas



Fotografía 4 equipo utilizado: pisón, molde tipo caña, collarín de Lucita y cámara triaxial



Fotografía 5 Molde tipo caña para la elaboración de probetas y base de cámara triaxial con cabezal de latón diseñado para compactación

2.2.2 Pruebas triaxiales del tipo CD.

La justificación principal por la que en esta prueba decidimos titular triaxiales del tipo CD al análisis realizado a nuestro trabajo es porque los resultados arrojados por las pruebas triaxiales realizadas es en esfuerzos efectivos, lo cual es representativo en pruebas del tipo CD. Por otra parte, dicha clasificación es para definir arcillas saturadas, en nuestro caso estamos caracterizando suelos parcialmente saturados, mismo comportamiento que se presenta en suelos secos cementados (el cual no es nuestro objeto de estudio).

La resistencia de los suelos parcialmente saturados está controlada por esfuerzos efectivos existentes en el terreno. Sin embargo es más difícil el principio de esfuerzos efectivos a los suelos parcialmente saturados debido a que, la relación entre esfuerzo total y esfuerzo efectivo tiene en cuenta las presiones en las fases líquida y gaseosa más un factor a_w que depende del grado de saturación. Se requieren métodos especiales para medir las presiones en suelos parcialmente saturados y existe duda en cuanto a la forma de determinar a_w . El mejor método para estimar la resistencia a realizar pruebas que reproduzcan las condiciones “in situ” lo más exactamente posible: un determinado grado de saturación, un cierto esfuerzo total y, si es posible, la misma presión que la fase líquida.

Las pruebas con drenaje se suelen denominar con consolidación y drenaje, abreviadamente CD, para tener una terminología coherente con las pruebas sin drenaje. Sin embargo basta realmente con utilizar la palabra drenaje ya que si la sobrepresión intersticial es nula en cualquier instante la arcilla debe consolidarse al principio de la prueba. Como las pruebas con drenaje en arcillas se realizan a una velocidad lenta con el objeto de permitir la disipación de las sobrepresiones intersticiales, las pruebas con drenaje se denominan también pruebas lentas.

La expresión $\sigma' = \sigma - u_a + X(u_0 - u_w)$ es la indicada para determinar la presión efectiva normal en fenómenos de deformaciones.

Sin embargo, lo que respecta a la resistencia al esfuerzo cortante, se comprende que dicha resistencia deba depender en cierto modo de la presión total normal y de un valor promedio de las presiones intersticiales que actúan alrededor de los granos. Ello explica el éxito de dicha expresión en problemas de resistencia, a menos para valores positivos de las presiones intersticiales. En los casos que se presentan en la práctica u_a es casi siempre positivo, pero u_a puede ser positivo o negativo.

Si sometemos a un suelo parcialmente saturado a un incremento de tensión $\Delta\sigma$, al igual en todas direcciones, sin permitir el drenaje, se producirá un incremento tanto en la presión del agua como en la del aire. Si hacemos:

$$\begin{aligned}\Delta u_w &= B_w \Delta\sigma_3 \\ \Delta u_a &= B_a \Delta\sigma_3\end{aligned}$$

Tendremos definidos los coeficientes de presión intersticial B_w y B_a .

Este último coeficiente B_a puede ser calculado a partir de las condiciones iniciales y conociendo la relación entre $\Delta\sigma$ y cambio de volumen.

En tal tanto B_w podrá hallarse a partir de la ecuación de Schuurman (1966) a partir de los datos iniciales de la muestra suponiendo que las burbujas de aire son esféricas.

$$\Delta u_w = B_w \Delta \sigma_1$$

En los ensayos sin drenaje en suelos parcialmente saturados, el esfuerzo cortante o la tensión desviadora, necesarios para la rotura (según el tipo de ensayo) aumenta con a presión normal o externa (también depende del tipo de ensayo), pues la compresión del aire de los poros permite el aumento de las presiones efectivas. Sin embargo el aumento de la resistencia se hace cada vez menor, pues el aire comprimido pasa a ser disuelto, y la compresibilidad de la mezcla agua-aire se hace muy pequeña cuando las tensiones son lo suficiente grandes como para causar la saturación, en cuyo caso ϕ_u se aproxima a cero.

Dado el estado actual de nuestros conocimientos, hay que procurar reproducir este ensayo en el laboratorio en condiciones lo más parecidas que sean posibles en campo.

En suelos parcialmente saturados hay que saturar el suelo para poder destruir las tensiones capilares.

Por ello cuando interesa la envolvente de las presiones efectivas lo que se hace con frecuencia es saturar la muestra y suponer que la saturación no afecta c' y ϕ' o que los altera poco. También puede suceder que en el emplazamiento en cuestión se quiera prever la posibilidad de que la masa del suelo llegue a saturarse, como, por ejemplo, en el espaldón de aguas arriba de una presa de tierras.

Interesa también saturar la muestra cuando se va a trabajar en presiones totales, pero se quiere estar de lado de la seguridad despreciando las tensiones capilares del suelo, que es difícil asegurar que no puedan desaparecer en algún momento, quizá accidentalmente (inundación excepcional, rotura de cañerías u otras circunstancias variadas, en cada caso). Si estas condiciones pueden producir la ruina de la obra, resultará obligada esta manera de efectuar el ensayo.

Para ello el procedimiento que se ha utilizado durante muchos años, consiste en hacer circular agua desaireada a través de la muestra. Este sistema es útil en los casos de suelos muy permeables, pero poco eficaz cuando se trata de arcillas.

El método más usado hoy para saturar la muestra consiste en aplicar presión al agua de los poros hasta que las burbujas de aire desaparezcan debido a su disminución de volumen y disolución.

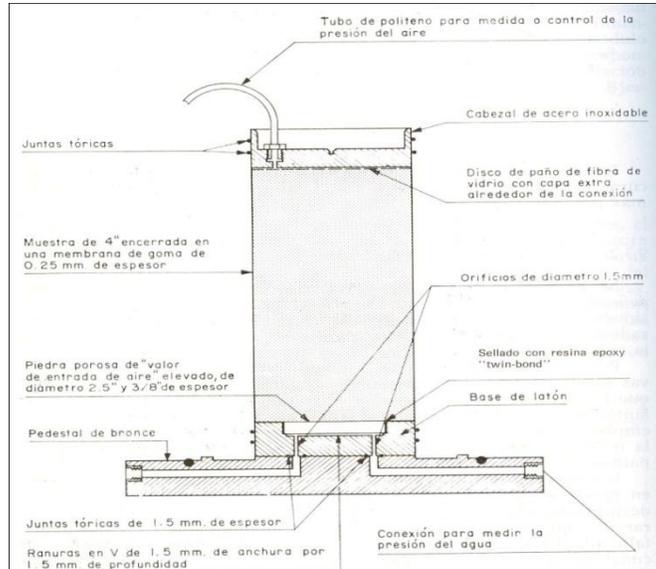


Ilustración 6 esquema de montaje de la probeta para la medida de las presiones de aire y agua

La saturación en el aparato triaxial se consigue aumentando la presión de agua intersticial y a presión lateral por escalones de manera que continuamente exista una diferencia a favor de esta última para evitar que se deshaga la muestra como se ilustra en la ilustración 30.

Para comprobar si el suelo ha quedado saturado o no, basta con aplicar un incremento de presión externa isotrópica y medir el incremento de presión intersticial. Si el suelo no está saturado, el coeficiente B arrojará resultados ilógicos.

La ilustración 31 muestra los valores de las presiones del aire y del agua a muestras sometidas a una presión isotrópica. Es fácil ver que los coeficientes B_a y B_w disminuyen al principio, debido a que el incremento de rigidez en el esqueleto de las partículas al aumentar la presión efectiva es superior al incremento de rigidez de la mezcla agua-aire. Esto suele presentarse en suelos con poco porcentaje de arcilla en los que la rigidización del esqueleto es rápida, aunque es de esperar que al acercarse a la saturación los coeficientes B han de volver a aumentar.

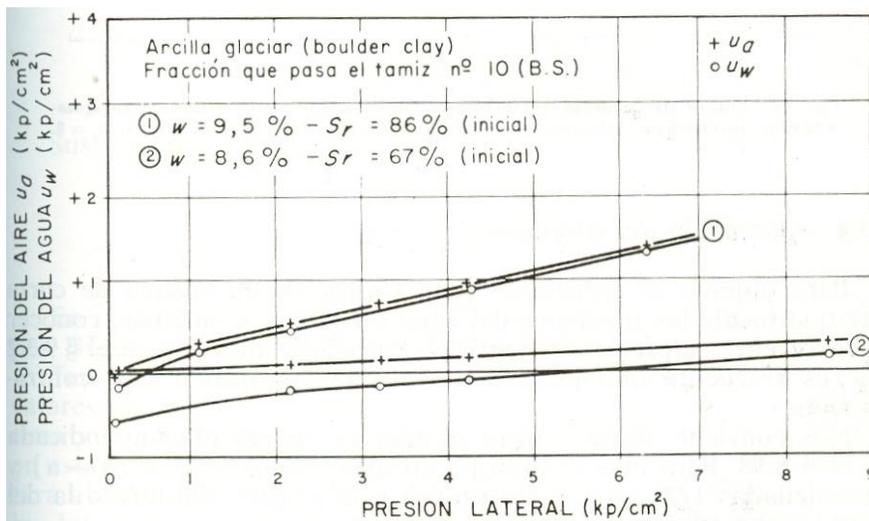


Ilustración 7 Variación de B_a y B_w con la presión lateral (Bishop y Henkel, 1962)

Un tipo de ensayo que es frecuente en suelos parcialmente saturados es el ensayo con “humedad constante”. En este ensayo lo que se hace es controlar la presión del aire, haciendo que se mantenga constante y no permitir que haya cambio de humedad en la muestra. En este tipo de ensayo sólo hay que medir las variaciones de u_w si se desean los valores de las presiones intersticiales.

Para obtener el coeficiente χ de rotura en un ensayo de corte hay que medir las presiones del agua y del aire y además, conocer la envolvente de presiones efectivas.

Se adoptará un tipo esencial de representación para el análisis. Para ello se dibujan las abscisas $[1/2(\sigma_1 + \sigma_3) - u]$ y en ordenadas $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$. Según sea u la presión del aire o la del agua se obtendrán dos líneas distintas.



Ilustración 8 obtención de χ en suelos parcialmente saturados (Bishop y Blight, 1963)

La ilustración 32 representa el modo de obtener el parámetro χ a partir de ensayos de humedad constante. Para ello suponemos que cuando la tensión desviadora de rotura es la misma, tiene que ser igual a la presión efectiva en el suelo saturado y en el parcialmente saturado; así pues obtenemos para el suelo parcialmente saturado:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a + \chi(u_a - u_w)$$

En la figura anterior podemos deducir que

$$\frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') = b$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a = d$$

$$u_a - u_w = a - d$$

Sustituyendo las anteriores tendremos

$$\chi = \frac{b - d}{a - d}$$

En la ilustración anterior se dan los valores de dicho parámetro obtenidos por Blight (1961) para distintos tipos de suelos compactados.

Para condiciones de humedad óptima y densidad máxima, obtenemos valores de χ altos, y además, aumentará al aumentar el grado de saturación cuando sea cargado el suelo. Así, pues, en suelos compactados con humedades superiores o iguales a la óptima, el valor de la presión efectiva estimado, midiendo solo u_w , y empleando la fórmula $\sigma' = \sigma - u_w$, será mucho más exacto si midiéramos tan sólo la presión de aire. Por ello, con frecuencia se mide tan solo u_w en dichos suelos.

En suelos corrientes compactados con distintas humedades se encuentra que en general, al aumentar el grado de saturación disminuye c' ; en cuanto ϕ' aumenta en unos casos y disminuye en otros (Justo, 1968, b; Uchida et al., 1969). Para hallar c' y ϕ' se supuso un valor de χ lógico para cada grado de saturación.

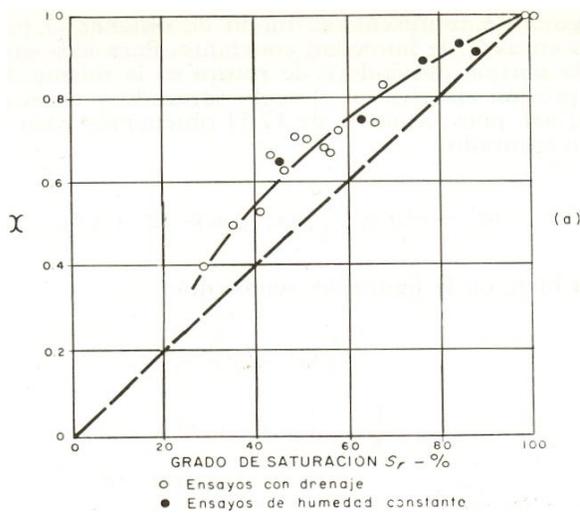


Ilustración 33 Relación entre el parámetro χ y el grado de saturación S

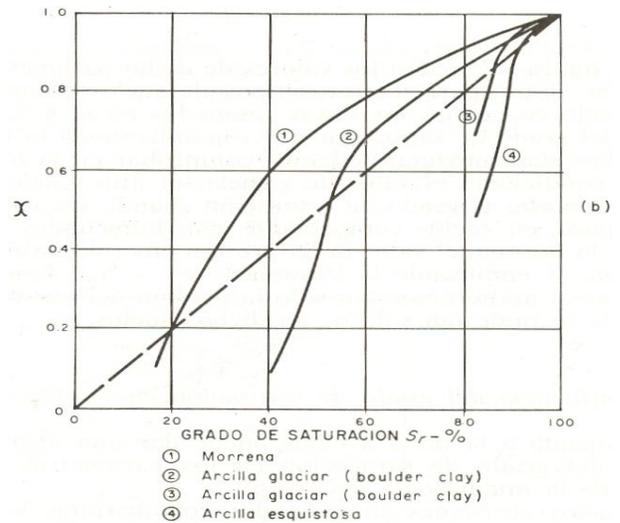


Ilustración 34 Gráfica de grado de saturación

Las ilustraciones 33 y 34 siguientes representan las curvas de tensión-deformación correspondientes a ensayos de compresión simple realizados en muestras Compactadas en el aparato Harvard.

En la primer figura se ve claramente que, para una misma energía de compactación, la resistencia a la compresión simple alcanza un máximo para una humedad muy inferior a la óptima, en la figura siguiente se ha representado la relación entre la humedad de compactación y la resistencia a la compresión simple de la misma arcilla. También se observa que el máximo del módulo de deformación está también del lado seco del óptimo.

Para una misma densidad seca, cuando menor es la humedad de compactación mayor es la resistencia a la compresión simple.

Respecto a la influencia del método de compactación en muestras compactadas a la misma humedad y densidad, Seed y Chan (1959) han realizado un estudio muy completo sobre el asunto. Con humedades de compactación altas se alcanza a rotura bajo deformaciones excesivas. Por ello, a veces es interesante comparar los valores de la tensión desviadora para una misma deformación en lugar de fijarse solamente en los correspondientes a la rotura. Pues bien, para un 25%, la influencia del método de compactación parece ser pequeña. Para una deformación del 5%, la influencia del método de compactación es pequeña en el lado seco del óptimo, pero importante en el lado húmedo, siendo la tensión desviadora tanto mayor cuando mas floclada es la estructura.

Una explicación de lo que sucede para grandes deformaciones es que la estructura de compactación ha sido ya destruida, habiendo quedado la muestra prácticamente amasada, por lo que la resistencia del suelo no puede ya estar influida por el método de compactación.

La influencia del método de compactación se manifiesta en ensayos sin drenaje hasta presiones laterales muy elevadas (Lee y Haley, 1968).

Cabe preguntarse si la mayor resistencia de las muestras compactadas del lado seco se debe a tensiones capilares iniciales, a los cambios de las presiones intersticiales producidos durante el corte o a una mayor resistencia en presiones efectivas. Para dilucidar este punto se han realizado ensayos triaxiales en muestras de suelo compactadas con las mismas humedades presentadas en la tabla 5.

En la tabla 5 se indican algunos valores correspondientes a estos ensayos.

Puede verse que en presiones efectivas la muestra menos resistente es la compactada del lado seco del óptimo, aunque la diferencia es pequeña.

En principio debe atribuirse ello a su menor densidad, pero aún con igual densidad suele ser ϕ' ligeramente mayor en la muestra compactada del lado húmedo (v. Seed y Chan 1959). En presiones totales ocurre algo parecido, pero mucho más marcado, ya que cuando mayor es la humedad de compactación, menores son las presiones intersticiales en rotura.

Así, pues, la mayor resistencia de la muestra hay que atribuirla a las tensiones capilares.

Nos queda ver qué influencia tiene el aumento de la energía de compactación a humedad constante. En la ilustración 35 puede observarse que un aumento de la energía de compactación produce un aumento de la resistencia en muestras compactas secas, pero en muestras compactas húmedas puede llegar a producirse la sobrecompactación, consistente en el aumento del grado de saturación y el efecto de amasado producen un incremento en las presiones intersticiales que disminuye la resistencia.

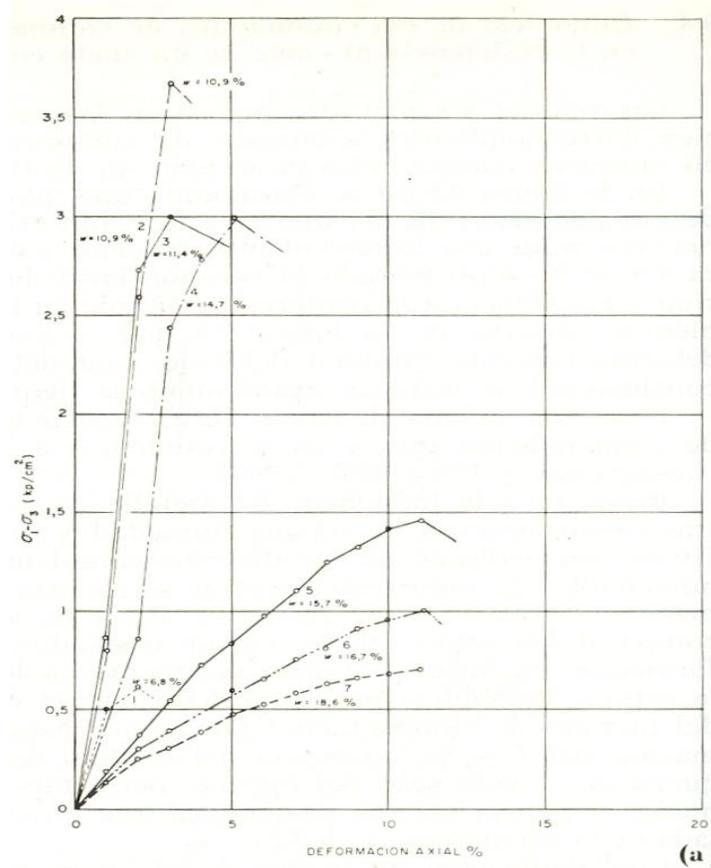


Ilustración 35 Curva tensión deformación de ensayos de compresión simple

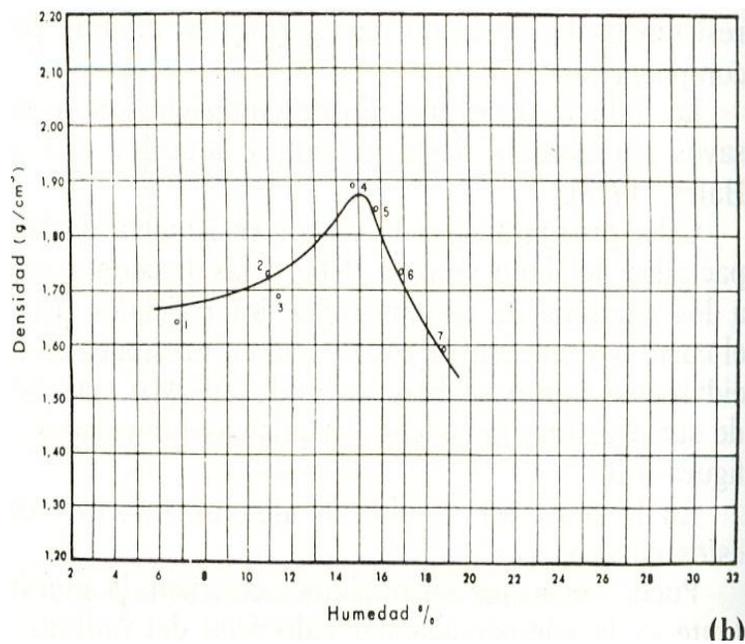


Ilustración 36 Curva de compactación de Harvard

Tabla 5 ensayos consolidados sin drenaje en muestras saturadas con contrapresión de 6 kg/cm². Compactación en el Harvard con 3 capas y 50 golpes por capa. Limo

Humedad media de Compactación	Densidad seca inicial (g/cm ³)	C _u * Kp/cm ²	∅ _{cu} grados	C’ ^{***} Kp/cm ²	∅’ ^{***} grados
13,9	1,43	0,03	23	0	33,4
19,6	1,54	0,65(***)	33(***)	0	36
20,8	1,52	0,85(***)	36,2(***)	0	36

- (*) Para hallar C_u se ha descontado de las presiones totales la contrapresión de 6 Kp/cm³
- (**) Obtención a partir de las envolventes de las trayectorias de las tensiones
- (***) Con la deformación del 20% no se llegó a la rotura

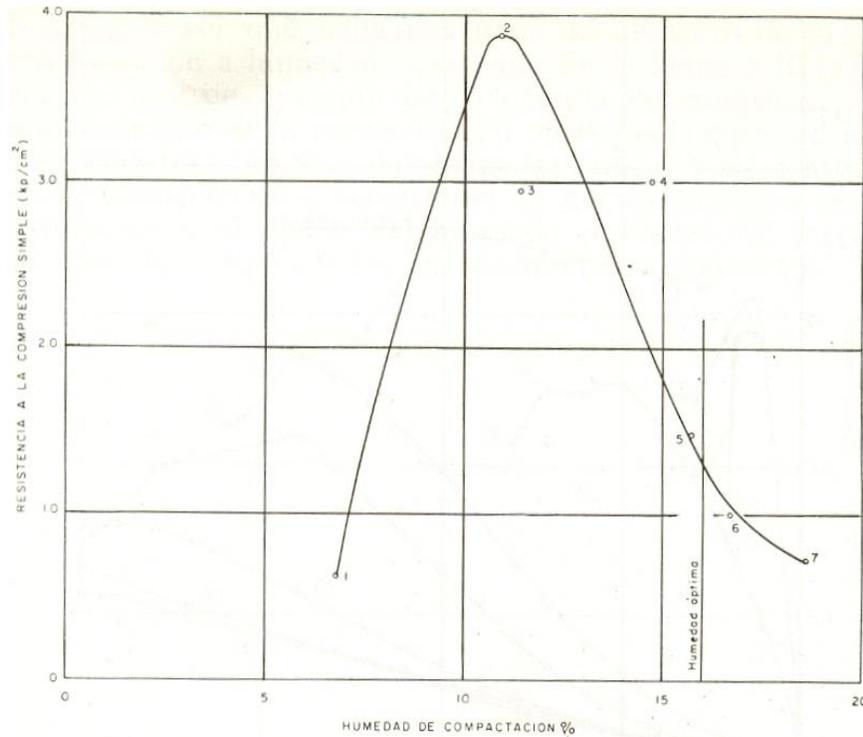
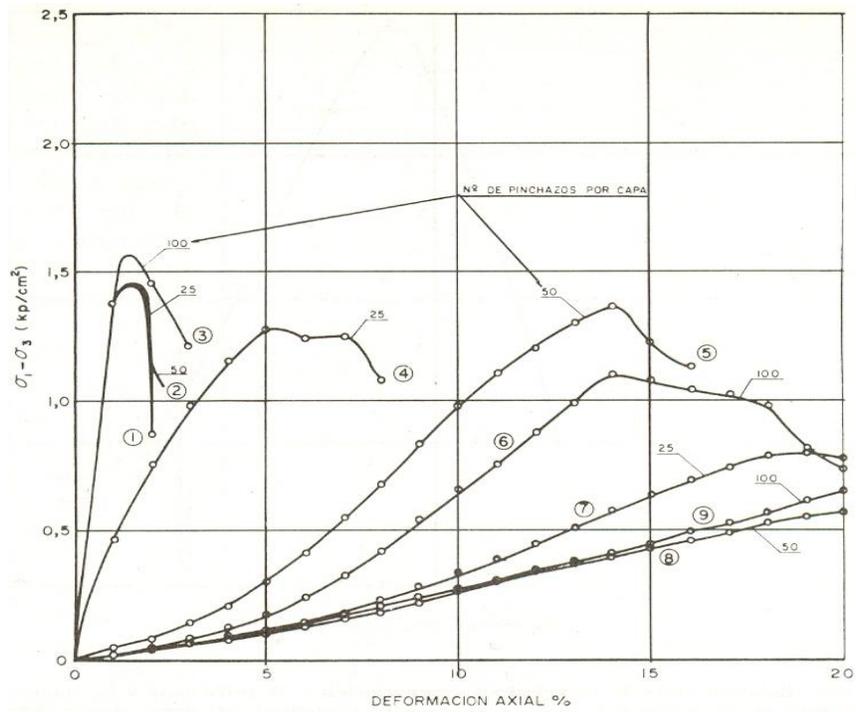
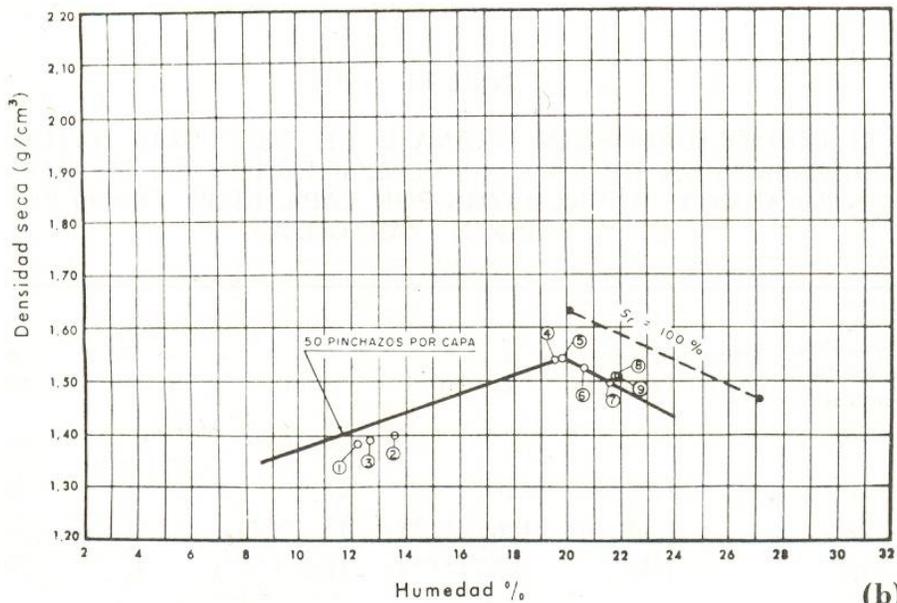


Ilustración 37 Relación entre la humedad de compactación y la relación a la compresión simple



(a)

Ilustración 38 curva tensión-deformación de ensayos de compresión simple en limos



(b)

Ilustración 39 curvas de compactación de Harvard en limos

2.3 Método de ajuste ponderado de pruebas triaxiales, para mayor confiabilidad al evaluar parámetros de resistencia en suelos con respuesta cohesivo-friccionante.

El presente método fue desarrollado por el M.I. Ricardo Padilla Velázquez, profesor de tiempo completo de la facultad de ingeniería de la UNAM.

En el, se presenta el método matricial de mínimos cuadrados ponderados, aplicable a la obtención de mejores parámetros de resistencia de pruebas triaxiales, aplicadas a suelos con respuesta resistente cohesivo-friccionante. Es una herramienta que se puede utilizar en el trabajo de laboratorio. Se opera pasando los datos aplicables al plano de Mohr (circunferencias) a su representación equivalente en el plano p-q (puntos). Posteriormente se realiza el ajuste ponderado sobre los puntos, habiendo dado una calificación diferenciada.

Se recomienda aplicar este método, cuando se cuente con por lo menos cuatro pruebas, de probetas que se hayan obtenido de la misma muestra y que sean razonablemente semejantes.

De cada una de las pruebas triaxiales, se obtienen como datos primarios: el esfuerzo de confinamiento al centro de la probeta (que se supone isotrópico) (σ_c) y el valor del incremento del esfuerzo desviador de compresión en donde se conviene considerar la falla ($\Delta\sigma_{af}$). Con estos datos se pueden obtener los esfuerzos principales menor y mayor para la condición de falla. Conocidos estos esfuerzos, se cuenta con datos suficientes para visualizar para cada prueba, la circunferencia de falla correspondiente en el plano de Mohr.

Se recomienda, que siempre se programen las pruebas para obtener datos en la gama de valores de esfuerzo de interés en el problema de campo, así como decidir qué equipo se va a utilizar para llevar las cinco pruebas (si es posible) a feliz término. Las cinco pruebas que se recomiendan, de deben contabilizar después de haber desechado aquellas pruebas que se pudieron considerar como no aceptables (para no hacerlas intervenir en el ajuste). Para fines de calificación (ponderación), usaremos los siguientes adjetivos para las pruebas de mayor a menor confiabilidad: muy buena, buena, rescatable y no aceptable. En la calificación solo intervienen las aceptables, a las cuales se les asignarán valores cuadráticos de los números 1,2 y 3. De acuerdo con lo anterior, se otorga a calificación de 1 a las pruebas rescatables. Se otorga la calificación de 4 a las pruebas que se consideren buenas. Finalmente, se otorga la calificación de 9 a las pruebas consideradas como muy buenas.

En el caso de nuestro trabajo, señalamos como parámetros de calificación, la formación de la probeta, estado de la cámara triaxial a ocupar, presión de confinamiento al principio y a final de la prueba y ensayo de la misma.

Es oportuno comentar, que para la aplicación del método, obtendremos datos que permitan modelar cada una de las circunferencias de falla en el plano de Mohr. Después hacemos uso de estos datos para obtener la coordenada de cada punto que representa una prueba, en el plano p-q. Recordando que cada punto (prueba) tiene una calificación de confiabilidad. Estos puntos deben recibir el tratamiento de mínimos cuadrados ponderados, de modo que se obtenga una línea envolvente de resistencia ponderada. Finalmente, conocida la línea de resistencia ponderada

en el plano p-q, y los valores asterisco que la conforman (pendiente y ordenada al origen), se pueden obtener los valores que conforman la envolvente ponderada de la resistencia en el plano de Mohr (ángulo de fricción interna y cohesión asterisco).

A partir de los datos de cada prueba, es posible obtener los esfuerzos principales que definen a cada circunferencia en el plano de Mohr. Los esfuerzos principales de la primera prueba deben ser:

$$\sigma_{3f1} = \sigma_c \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_{1f1} = \sigma_c + \Delta\sigma_{af} \dots \dots \dots (2)$$

Conocidos los esfuerzos principales, se definen el diámetro de la circunferencia de falla en el plano de Mohr, es posible obtener ahora, el punto que representa a este estado de esfuerzos en condición de falla en el plano p-q. Las coordenadas de este punto, para la primera prueba que estamos comentando deben ser:

$$p_{f1} = \frac{\sigma_{1f1} + \sigma_{3f1}}{2} \dots \dots \dots (3)$$

$$q_{f1} = \frac{\sigma_{1f1} - \sigma_{3f1}}{2} \dots \dots \dots (4)$$

El valor de ponderación (calificación) para cada punto, es el cuadrado del peso que se le dé, de confiabilidad, a cada dato. Denominaremos al peso de confiabilidad de una primera prueba al valor w_1 . Por otra parte denominaremos ponderación de la primera prueba al valor $h_1 = w_1^2$. Como el método de mínimos cuadrados lo vamos a aplicar utilizando la forma que plantea el álgebra lineal (Ref. 1), se debe introducir una matriz de ponderación, denominada como matriz [H]. Esta matriz de ponderación debe tener la forma:

$$[H] = \begin{bmatrix} h_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & h_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & & h_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} w_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & w_2^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & & w_n^2 \end{bmatrix} \dots \dots \dots (5)$$

Para las pruebas triaxiales aplicadas a probetas razonablemente similares, o para una prueba multitriaxiales, aplicadas en cualquiera de las dos, a suelos con respuesta cohesivo-friccionante, se pueden generar datos que permiten aplicar esta propuesta. Como valor de ponderación, se propone elegir entre los números: 1, 4 y 9. En el método se recomienda que directamente se usen estos últimos valores y sólo estos valores.

La matriz [A] se define de dos columnas y con un número de regiones igual al número de pruebas que se hacen intervenir en el ajuste (n). La primera es una columna con valores de p_f en forma ordenada y la segunda ordenada con valores unitarios. La matriz [q] es una matriz formada por una sola columna donde se tienen los datos q_f ordenados, como se muestra a continuación:

$$A = [A] = \begin{bmatrix} p_{f1} & 1 \\ p_{f2} & 1 \\ \vdots & \vdots \\ p_{fn} & 1 \end{bmatrix} \dots \dots (6)$$

$$q = [q] = \begin{bmatrix} q_{f1} \\ q_{f2} \\ \vdots \\ q_{fn} \end{bmatrix} \dots \dots (7)$$

Por otro lado:

Para obtener la matriz $[p^*]$ de parámetros ponderados en el plano p-q, se debe hacer la operación matricial que se plantea a continuación. Esta matriz tiene dos componentes en forma de columna única. La primera componente es la pendiente de la recta envolvente resistente ponderada (m^*) y la segunda componente es la ordenada al origen de esa envolvente ponderada (a^*). Ambas componentes del plano p-q.

$$[p^*] = (A^T H A)^{-1} (A^T H q) = \begin{bmatrix} m^* \\ a^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tan(\alpha^*) \\ a^* \end{bmatrix} \dots \dots \dots (8)$$

La ecuación que representa la recta de ajuste ponderado (de falla o de resistencia) en el plano p-q, tiene como ecuación:

$$q_f^* = a^* + p \tan(\alpha^*) \dots \dots \dots (9)$$

Para hacer el paso de los datos de ajuste ponderado, del plano p-q al plano de Mohr, se aplican las relaciones que se muestran:

$$\phi^* = \text{sen}^{-1}(m^*) = \text{sen}^{-1}(\tan(\alpha^*)) \dots \dots \dots (10)$$

Y

$$c^* = \frac{a^*}{\cos(\phi^*)} \dots \dots \dots (11)$$

Finalmente, es posible obtener la ecuación de la envolvente de resistencia ponderada en el plano de Mohr, la que debe tener la forma siguiente.

$$s^* = c^* + \sigma \tan(\phi^*) \dots \dots \dots (12)$$