

FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.L.P.



RESISTENCIA AL CORTE

Prof. Ing. Augusto José Leoni

Índice

1		INTRODUCCIÓN	4
2		TENSIONES	5
3		CONCEPTO DE FRICCIÓN	5
4		CONCEPTO DE COHESIÓN	8
5		TENSIONES INTERNAS	10
6		TEORÍA DE ROTURA DE MOHR	16
	6.1	Curva de resistencia intrínseca	18
7		ENSAYOS DE CORTE	25
	7.1	Corte directo	26
	7.2	Compresión triaxial	28
	7.2.1	Cámara triaxial	29
	7.2.2	Preparación de las probetas	34
	7.2.3	Tipos de ensayos triaxiales	35
	7.2.4	Ensayo triaxial, no consolidado, no drenado, Rápido “Q”	36
	7.2.4.1	Ensayo no consolidado, no drenado, sobre probetas saturadas	37
	7.2.5	Ensayo triaxial, consolidado, drenado, Lento “S”	40
	7.2.5.1	Saturación por contrapresión	42
	7.2.5.2	Cálculo de la presión de contrapresión	43
	7.2.5.3	Verificación de la saturación de la probeta	46
	7.2.5.4	Inicio del ensayo	47
	7.2.6	Ensayo triaxial, consolidado, no drenado, “R”	54
8		DILATANCIA	62
9		LICUEFACCIÓN	64
	9.1	Evaluación de la posibilidad de ocurrencia del proceso de licuefacción	74
10		TEORÍA DEL ESTADO CRÍTICO	90
	10.1	Relaciones con los parámetros de corte de Mohr – Coulomb	93
	10.2	Relaciones de las tensiones con las deformaciones	95
	10.3	Ensayo triaxial consolidado, no drenado, CU “R”	96
	10.4	Ensayo triaxial consolidado, drenado, CD “S”	97
	10.5	Puntos característicos	98
	10.6	Propiedades índices y resistencia al corte en estado crítico	101
	10.7	Tensión desviante máxima para un ensayo triaxial drenado	107
	10.8	Variación de la tensión desviante en función de la humedad en un ensayo triaxial no drenado	108
	10.9	Cálculo de la presión neutra en la falla en un ensayo no drenado	112
	10.10	Fluencia	115
	10.11	Comportamientos de suelos ligeramente preconsolidados en ensayos triaxiales drenados	118
	10.12	Comportamientos de suelos fuertemente preconsolidados en ensayos triaxiales drenados	119
	10.13	Modificación de la elipse de fluencia para los suelos fuertemente preconsolidados	121
	10.14	Comportamiento de suelos ligeramente preconsolidados en ensayos triaxiales no drenados	122
	10.15	Relaciones entre los parámetros básicos y los cambios volumétricos	125

CAPITULO 3

	10.16	Análisis de las deformaciones	128
	10.17	Distintos estados de los suelos de acuerdo a la ubicación en el plano e – Ln(p´)	130
	10.18	Ejemplo de cálculo de un ensayo triaxial consolidado no drenado CD	131
	10.19	Ejemplo de cálculo de un ensayo triaxial consolidado no drenado con medición de presiones neutras CU	136

1.- INTRODUCCIÓN

Cuando sometemos una masa de suelo a un incremento de presiones producida por algún tipo de estructura u obra de ingeniería, se generan en el suelo, esfuerzos que tratarán de mantener el equilibrio existente antes de aplicada la sollicitación externa.

Cuando la carga exterior aplicada tiene una magnitud tal que supera a la resultante de los esfuerzos interiores de la masa de suelos, se romperá el equilibrio existente y se producirá lo que denominaremos, de aquí en adelante, Planos de Falla o de deslizamiento que no son otra cosa que planos en los cuales una masa de suelo tuvo un movimiento relativo respecto de otra. Fig. 3.1

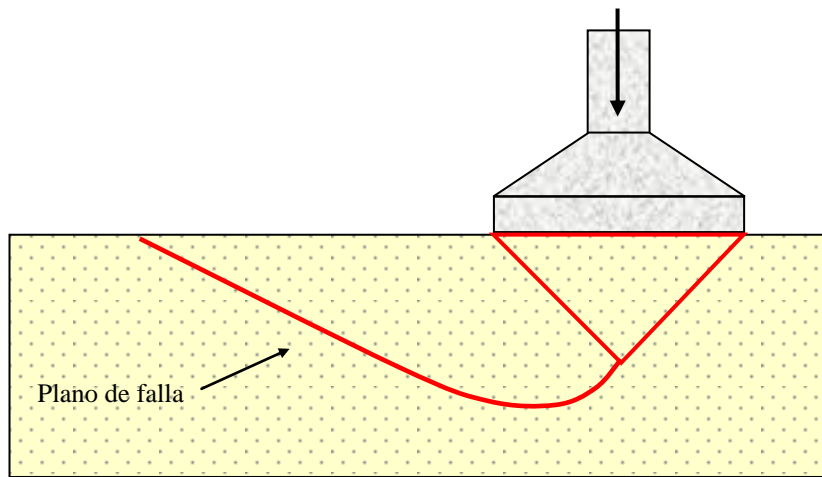


Figura N° 3.1: Esquema de falla de una fundación directa

En estos planos de falla, las tensiones internas originadas por una sollicitación externa sobrepasaron los límites máximos de las tensiones que podría generar el suelo en las condiciones en que se encuentra.

En la fotografía que se adjunta en la figura 3.1a, podemos observar la forma de la rotura de una base en arena en un modelo especialmente preparado en nuestro laboratorio de suelos, se aprecia en ella, que el esquema de falla no difiere del representado en la figura 3.1.



Figura N° 3.1a: Falla de una base apoyada sobre un manto de arena en un ensayo en modelo realizado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería

CAPITULO 3

2.- TENSIONES INTERNAS

En todos los casos, las fuerzas internas entre los granos de una masa de suelo, se traducen en tensiones. Entre ellas podemos diferenciar tres tipos que son:

Tensiones normales, (σ)

Tensiones tangenciales, (τ)

Tensiones neutras, (u)

Las primeras pueden ser de compresión o de tracción y actúan siempre en forma normal al plano que estamos considerando.

Las segundas son las tensiones de corte y se ubican siempre en forma paralela y coinciden en su dirección con el plano considerado.

La tercera en cambio se debe al incremento o decremento de presión que se produce en el agua de los poros del suelo cuando el plano que consideramos se encuentra sumergido y como se trata de una presión hidrostática, actúa en todas direcciones.

También es útil que recordemos en este párrafo la diferencia existente entre las tensiones normales y las tensiones principales, como sabemos, las dos actúan en forma normal al plano que estamos considerando, con la diferencia que en los planos en los que actúan las **Tensiones Principales** no se manifiestan tensiones de corte, es decir que **las tensiones tangenciales son nulas**.

3.- CONCEPTO DE FRICCIÓN

Volviendo ahora a nuestro ejemplo anterior de la figura 3.1, si observamos con mayor detalle una porción de lo que denominamos Plano de Falla veremos que el mismo no atraviesa los granos del mineral que conforman la masa de suelos (figura 3.2a) sino que el deslizamiento que se produce ocurre entre grano y grano (figura 3.2b) lo que equivale a decir que la resistencia que ofrece una masa de suelo frente al deslizamiento sobre otra de iguales características, tiene que ver con las fuerzas friccionales que se desarrollan entre los granos que la componen.

Se entiende también, en este aspecto que cuanto más granos entren en contacto entre sí por unidad de superficie, mayor será el esfuerzo necesario para que ocurra el deslizamiento (Interviene acá la compacidad del suelo, o la relación de vacíos del mismo).

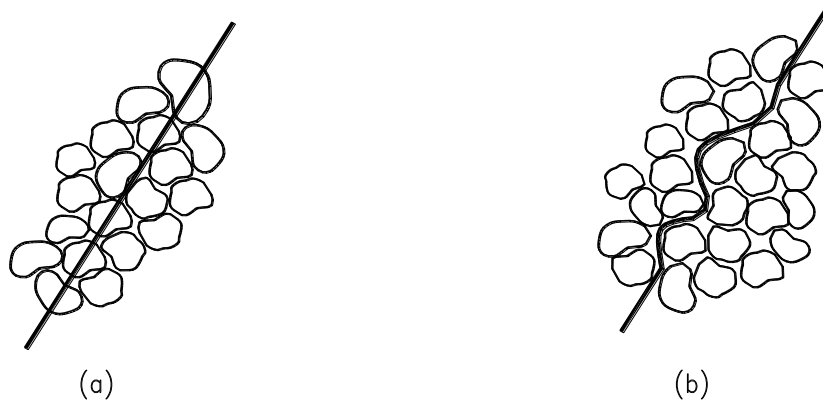


Figura N° 3.2

En este mismo sentido, se deduce fácilmente que cuanto más angulosos y trabados se encuentren los granos y cuanto mayor sea el coeficiente friccional del material que lo compone, mayores serán las fuerzas friccionales que desarrollará (comparemos por ejemplo las arenas con las arcillas o las arenas con granos angulosos con las arenas de río que tienen los granos redondeados).

Para interpretar mejor el fenómeno analicemos el plano \overline{oa} que se muestra en la figura 3.3 el cual se encuentra articulado en el punto “o” de tal forma que el ángulo α de inclinación pueda variarse a voluntad.

Si sobre este plano apoyamos un cuerpo de peso “W” y cuya área de contacto con el plano sea el área “A”, para un valor cualquiera del ángulo “ α ” tendremos una fuerza $F = W \cdot \text{sen}(\alpha)$, que tratará de deslizar el cuerpo sobre el plano.

A esta fuerza “F” se le opondrá otra igual y de sentido contrario “fr”, que dependerá de las características friccionales de los materiales que están en contacto.

Si aumentamos paulatinamente el ángulo α , llegará un momento en que la fuerza F que trata de movilizar el bloque será igual a la fuerza de fricción fr ($F = fr$), en este momento diremos que el deslizamiento es inminente ya que se ha alcanzado el valor máximo de la fuerza de fricción, a este valor particular del ángulo α , lo denominamos ángulo de fricción del material y lo representaremos con la letra ϕ . Figura 3.3

$$\frac{F}{N} = \text{tg} \alpha$$

$$F = N \cdot \text{tg} \alpha$$

Si $F < f_r \Rightarrow \alpha < \phi$ no hay movimiento del bloque

Si $F = f_r \Rightarrow \alpha = \phi$ hay movimiento del bloque y $f_r = N \text{tg} \phi$

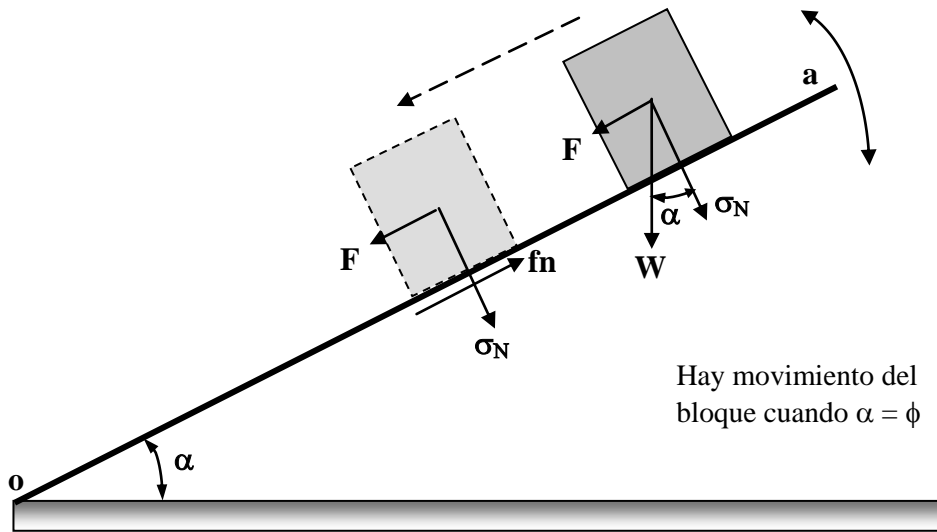


Figura N° 3.3: Plano inclinado

Este simple ejemplo, conocido como el del “plano inclinado”, nos permite obtener las siguientes conclusiones:

- a) La magnitud de la fuerza de fricción disponible es directamente proporcional a la fuerza normal al plano de deslizamiento y al ángulo de fricción del material ϕ .
- b) Si uno de estos dos valores es nulo, ($W = 0$ o $\phi = 0$) no hay fuerza de fricción.
- c) Si la magnitud de la fuerza que intenta producir el desplazamiento es menor que $N \cdot \text{tg } \phi$, solo se pone de manifiesto una parte de la fuerza friccional f_r disponible y por lo tanto no hay deslizamiento.
- d) El ángulo de fricción del material ϕ es el valor límite del ángulo de inclinación α para que se pierda el equilibrio del bloque.

Estas conclusiones pueden extrapolarse a otras situaciones. Supongamos el caso de una arena limpia y seca, o sea en la que no exista ninguna fuerza de unión entre sus granos (no hay cohesión).

El máximo ángulo con el que se podrá construir un talud con dicha arena tendrá un ángulo ϕ con respecto a la horizontal ya que a un grano de arena apoyado sobre este talud se le podría aplicar el mismo esquema de la figura 3.3.

A este ángulo ϕ se lo denomina en Mecánica de los Suelos “**ángulo de fricción interna del material**”.

CAPITULO 3

En arenas y otros materiales sin cohesión, la resistencia al deslizamiento sobre cualquier plano a través del material se basan en las consideraciones anteriormente expuestas, es decir, que depende de la presión normal al plano y del ángulo de fricción interna.

Sin embargo la resistencia friccional en arenas es algo más compleja que lo que hemos visto en cuerpos sólidos, ya que es la suma de una resistencia friccional entre sus granos y de otra fricción debida al rodamiento de los mismos unos sobre otros en el plano de falla.

En las arenas limpias donde no hay adhesión u otra forma de unión entre sus granos, el término de fricción es sinónimo de resistencia al corte, ya que como habíamos visto en la figura 3.3 teníamos que:

$$fr = N.tg\phi$$

Si dividimos ambos términos por el área “A” de contacto tendremos

$$\frac{fr}{A} = \frac{N}{A}.tg\phi$$

$$\tau = \sigma_n.tg\phi$$

Debemos tener en cuenta sin embargo que en los casos en que la masa de suelo esté saturada, las tensiones internas que se originarán por la aplicación de esfuerzos externos, serán una combinación de tensiones intergranulares efectivas y de presiones neutras o de agua de poros. Por lo tanto, en estos casos, deberá tenerse presente que la fórmula anterior es válida, o está deducida para el caso de esfuerzos efectivos, por lo que la fórmula anterior quedará reducida a la siguiente expresión:

$$\tau = (\sigma - u)tg\phi \quad \text{ó} \quad \tau = \sigma' tg\phi \quad 3.1$$

Donde como sabemos $\sigma' = (\sigma - u)$ es la **tensión normal efectiva**. Esta ecuación, así como está, no es aplicable a cualquier caso o tipo de suelos ya que está deducida para el caso de arenas limpias sin ningún tipo de adhesión entre sus granos. Para generalizarla, tenemos que tener asimilado primeramente el concepto de lo que llamaremos “Cohesión”.

4.- CONCEPTO DE COHESIÓN

Hay suelos (las arcillas por ejemplo), donde además de los esfuerzos friccionales, contribuyen con otros factores que se suman al momento de evaluar la resistencia final al esfuerzo de corte.

CAPITULO 3

Si tenemos una arcilla que haya soportado, a través de su vida geológica, sobrecargas tales como estratos que luego fueron erosionados, glaciares, estructuras, etc. podemos decir que se encuentra preconsolidada es decir que tuvo a lo largo del tiempo, una carga superior a la que soporta actualmente.

Cuando extraemos una muestra de este material preconsolidado, y la protegemos convenientemente de las pérdidas o de los incrementos de humedad, observaremos que una parte importante de las presiones intergranulares a las que fue sometida en su proceso de consolidación, es retenida por efecto de la acción capilar sobre la superficie de la muestra.

Es decir que por acción del fenómeno de “**capilaridad**”, actúa sobre los granos de la muestra una tensión superficial, que provoca una resistencia adicional al esfuerzo cortante, que se suma a la definida en la ecuación 3.1 y a la que llamaremos “**cohesión aparente**”.

Este nombre deriva por la circunstancia de que es un valor relativo y no permanente ya que depende del contenido de agua que tenga la muestra de suelo.

Supongamos como ejemplo que intentamos “pegar” un grano de arena fina con otro grano de arena del mismo tamaño, si los dos granos están secos, de ninguna manera se unirán figura 3.4a. Pero si hay una pequeña capa de agua sobre los mismos, es posible que se unan de tal manera que la tensión superficial que desarrolla el menisco que se forma en la unión de los dos granos, soporte el peso del grano y que el mismo se “pegue” al otro (figura 3.4b).

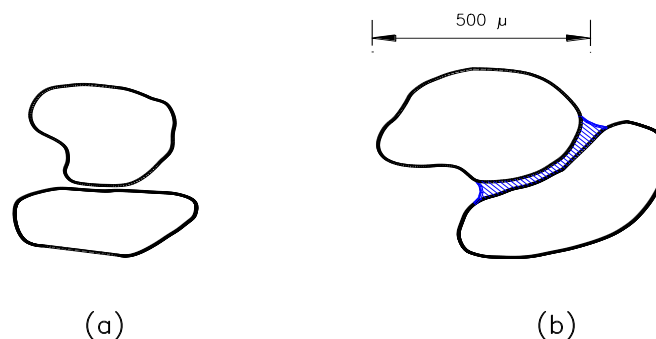


Figura N° 3.4: Capilares entre dos granos de arena

Esta unión entre granos en una arena fina con tamaño de granos del orden de los 0,5 mm (500 μ) es muy débil, ya que los esfuerzos de gravedad (peso del grano) son muy importantes comparándolos con los esfuerzos de atracción que genera la tensión superficial del menisco que se genera.

Este fenómeno sin embargo es de potencial importancia entre las partículas de arcillas que son 500 veces más pequeñas que el grano de arena fina de nuestro ejemplo anterior (< 2 μ) y donde la forma de las mismas dejan de ser redondeadas para pasar a ser laminares. Figura 3.5.

Este fenómeno de atracción entre partículas en los suelos finos, (limos y arcillas) se conoce con el nombre de **cohesión aparente**.

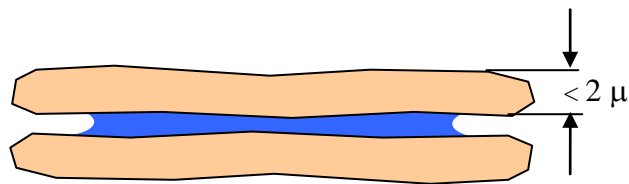


Figura N° 3.5: Capilares entre dos láminas de arcilla

En muchas arcillas esta atracción entre partículas como consecuencia de la tensión superficial, se pierde rápidamente si la muestra se sumerge en agua, ya que la muestra absorbe agua, los meniscos aumentan de radio con lo cual los esfuerzos que mantienen unidas a las partículas disminuyen, las partículas se separan y la muestra se desgrana totalmente o en trozos perdiendo de esta forma la cohesión aparente debida a la tensión superficial.

En otros tipos de arcilla esta pérdida de cohesión no se manifiesta cuando son sumergidas en agua. Evidentemente en estos casos las partículas son retenidas por fuerzas de otro tipo, que no alcanzan a ser destruidas, por la inmersión de la muestra en agua.

Estas fuerzas pueden ser de carácter electrostático, que son generadas por la película de agua absorbida que se forma sobre cada partícula. O derivar de agentes cementantes, naturales o no, como es el caso del cemento Portland cuando lo mezclamos con suelos para hacer suelo-cemento.

A esta forma casi permanente de resistencia al corte, o resistencia al desplazamiento relativo de partículas adyacentes motivada por esta fuerza de origen interno, se la denomina **cohesión verdadera** (las pizarras por ejemplo son arcillas con una elevada cohesión verdadera).

Tanto la cohesión aparente como la verdadera reciben el nombre general de cohesión y se identifica en la Mecánica de Suelos con la letra “c”.

De esta forma la ecuación 3.1 toma la siguiente forma general conocida como **Ecuación de Coulomb**:

$$\tau = c + \sigma' . \text{tg} \phi = c + (\sigma - u) . \text{tg} \phi \quad 3.2$$

5.- TENSIONES INTERNAS

Dado que el deslizamiento que se produce en la rotura de una masa de suelos, no está restringido a un plano específicamente determinado, debemos conocer las relaciones que

CAPITULO 3

existen entre las distintas tensiones actuantes sobre los diferentes planos que pasan por un punto dado.

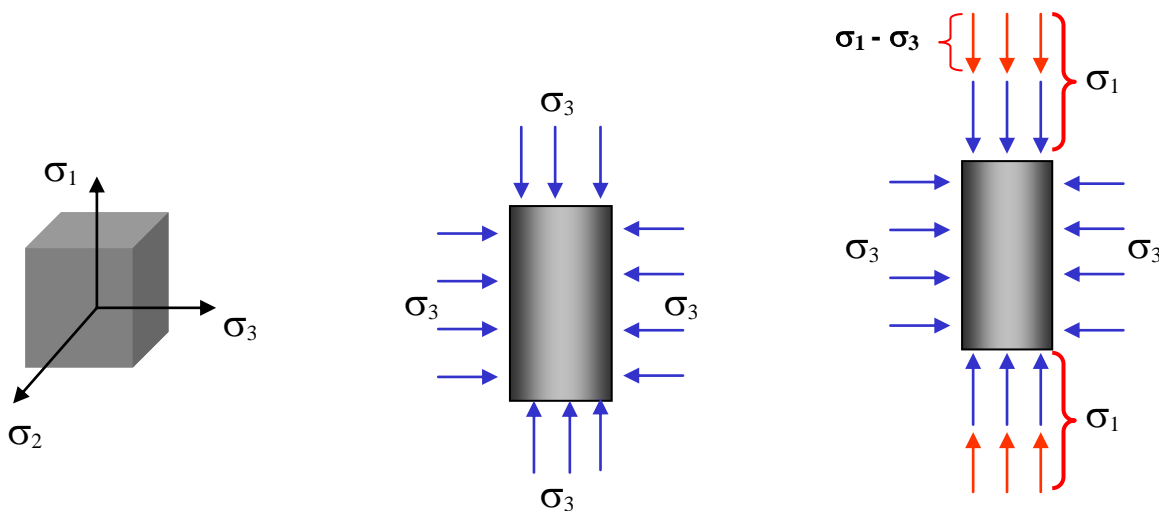
Sobre todo plano que pasa a través de una masa de suelos, actúan en general, tensiones normales (σ) y tensiones de corte (τ). Las primeras corresponden a la componente de la resultante de las fuerzas actuantes normal al plano considerado, por unidad de área del plano. Las segundas, son la componente de las fuerzas tangencial al plano, por unidad de área del mismo plano.

Se denomina plano principal a aquellos sobre los cuales solo actúan tensiones normales, es decir donde las tensiones de corte son nulas.

Las tensiones normales que actúan sobre los planos principales se denominan **tensiones principales**.

Para que en un plano actúen únicamente tensiones normales y sean nulas las tensiones de corte, evidentemente debe ser nulo el ángulo de oblicuidad α de la figura 3.3.

Otro de los principios fundamentales que debemos tener en cuenta es que, por un punto pasan tres planos principales que se cortan a 90° . Los mismos se clasifican según la magnitud decreciente de las tensiones normales que actúan en planos principales máximo, intermedios y mínimos donde actúan respectivamente las tensiones (σ_1 , σ_2 y σ_3). Figura 3.6.



$(\sigma_1 - \sigma_3) =$ Tensión desviante que provoca la rotura

Figura N° 3.6: Estado triaxial de tensiones en una probeta de suelos

Si analizamos el equilibrio existente dentro de una masa de suelo sometida a un estado tridimensional de tensiones o a una compresión triaxial, es decir una probeta comprimida según tres ejes, las tensiones principales que actúan se identifican como σ_1 , σ_2 y σ_3 . figura 3.6 donde además decimos que $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$.

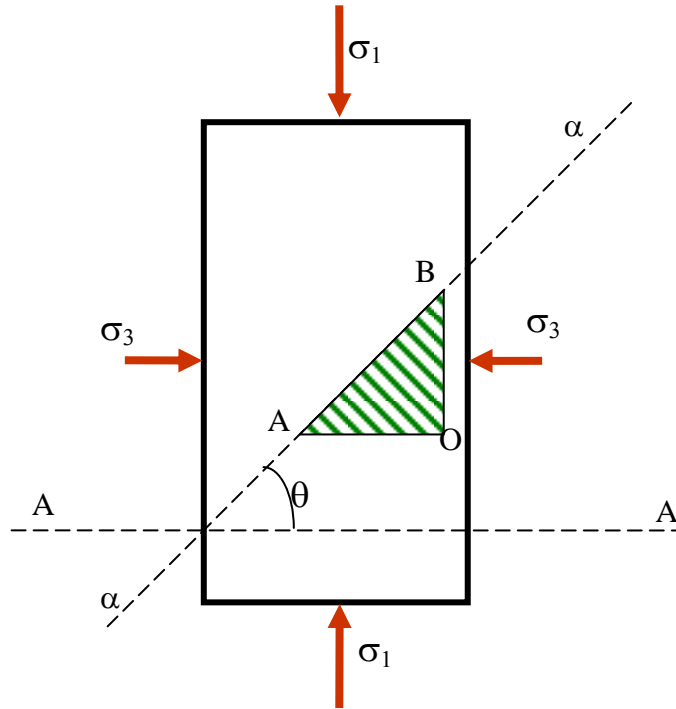


Figura N° 3.7: Estado tensional en un plano que cruza a la probeta con una inclinación “ θ ” respecto del plano donde actúa la tensión principal mayor.

Estudiemos ahora el estado de tensiones sobre un plano α - α que forma un ángulo θ con el plano A-A como se observa en la figura 3.7.

En esta figura debemos hacer las siguientes aclaraciones básicas:

- Las caras de la probeta son planos principales, es decir donde actúan las tensiones principales y por lo tanto las tensiones de corte son nulas
- En las caras superior e inferior, actúa la tensión principal mayor σ_1
- En las caras laterales actúan las tensiones $\sigma_2 = \sigma_3$ que simbolizan a las tensiones principales menores
- En el plano AO, del triángulo elemental que se detalla, como es paralelo a la cara superior e inferior, actúa la tensión principal mayor σ_1
- En el plano BO del mismo triángulo en cambio, como es paralelo a las caras laterales, actúa la tensión principal menor σ_3
- En el plano diagonal AB actúan tensiones de corte τ y tensiones normales σ al mismo

CAPITULO 3

Analicemos ahora el equilibrio de las tensiones que actúan en un prisma elemental ABO, y podremos llegar a las siguientes conclusiones:

\overline{AO} Representa el plano principal máximo, sobre el cual actúa la tensión principal máxima σ_1 .

\overline{BO} Representa el plano principal mínimo sobre el cual actúa la tensión principal mínima σ_3 .

El plano de la figura (papel) representa el plano intermedio donde actúa la tensión principal intermedia σ_2 .

Analicemos ahora este elemento infinitesimal por separado, como se muestra en la figura 3.8.

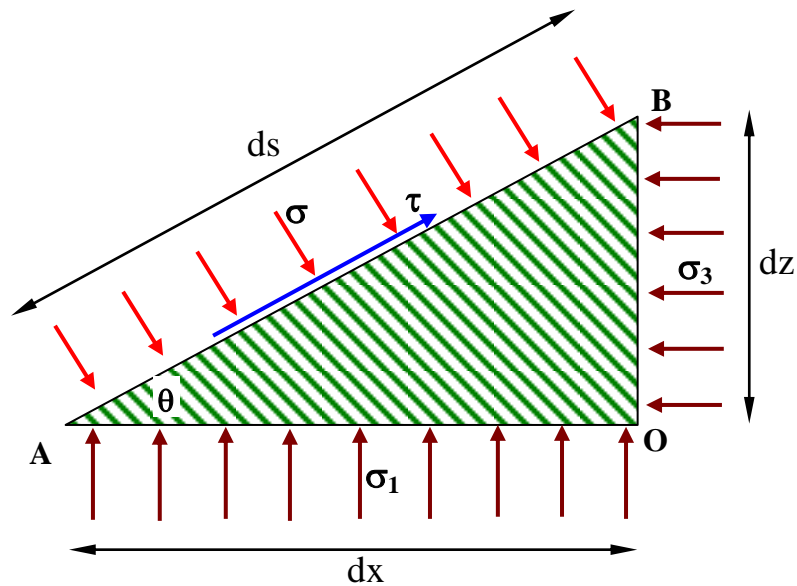


Figura N° 3.8

Teniendo en cuenta que:

$$dz = dx \cdot \tan(\theta)$$

$$dx = ds \cdot \cos(\theta) \quad \text{o} \quad ds = \frac{dx}{\cos(\theta)}$$

$$dz = ds \cdot \text{sen}(\theta)$$

Y podemos hacer:

CAPITULO 3

$$dz = \cos \theta \cdot tg \theta \cdot ds$$

$$dy = 1 \cdot dx = \cos(\theta) \cdot ds$$

Sobre el plano formado por los lados $ds-dy$ tendremos actuando tensiones normales σ y, de corte τ . Las fuerzas que actúan sobre las caras de este prisma son:

$$\sigma_3 \cdot dz = \sigma_3 \cdot \text{sen} \theta \cdot ds \quad (\text{Sobre el plano principal mínimo})$$

$$\sigma_1 \cdot dx = \sigma_1 \cdot \cos \theta \cdot ds \quad (\text{Sobre el plano principal máximo})$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma \cdot ds &= \sigma \cdot \frac{dx}{\cos \theta} \\ \tau \cdot ds &= \tau \cdot \frac{dx}{\cos \theta} \end{aligned} \right\} \text{ Sobre el plano } \alpha\text{-}\alpha \text{ (figura 7)}$$

Descomponiendo las fuerzas horizontales y verticales según sus componentes perpendiculares y paralelas al plano $\alpha\text{-}\alpha \equiv A\text{-}B$, como se indica en la figura 3.9 tendremos las siguientes ecuaciones de equilibrio:

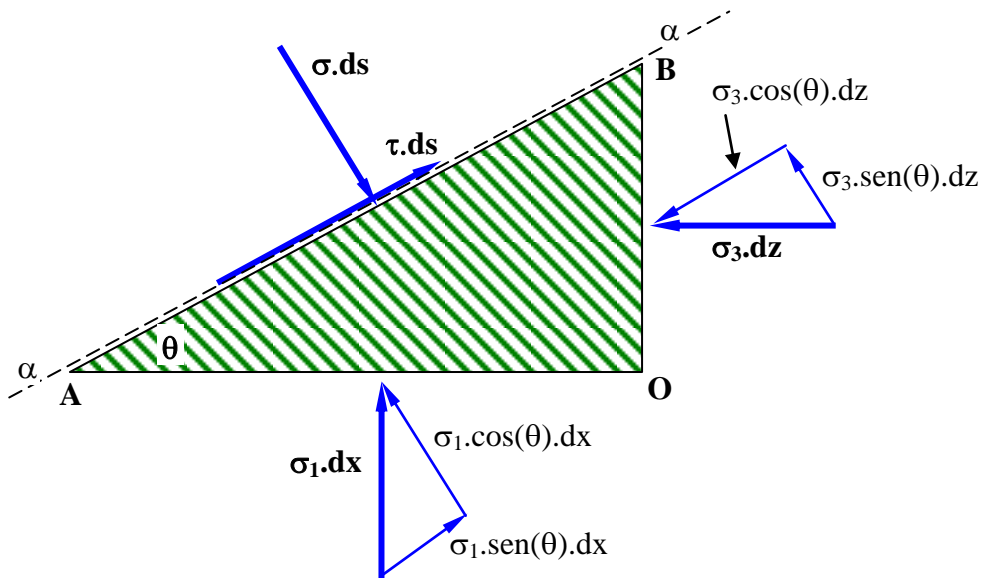


Figura N° 3.9

Esfuerzo normal al plano $\alpha\text{-}\alpha$.

$$\sigma \cdot ds = \sigma_1 \cdot \cos \theta dx + \sigma_3 \cdot \text{sen} \theta dz$$

Reemplazando ds y dz en función de dx tendremos:

CAPITULO 3

$$\frac{\sigma dx}{\cos \theta} = \sigma_1 \cdot \cos \theta dx + \sigma_3 \cdot \text{sen} \theta dx \cdot \text{tg} \theta$$

$$\sigma = \sigma_1 \cdot \cos^2 \theta + \sigma_3 \cdot \text{sen}^2 \theta \quad \text{como} \quad \text{sen}^2 \theta = 1 - \cos^2 \theta$$

$$\sigma = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 - \sigma_3 \cos^2 \theta$$

$$\boxed{\sigma = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos^2 \theta} \quad 3.3$$

Esfuerzo tangencial al plano a-a

$$\tau \cdot ds = \sigma_1 \cdot \text{sen} \theta dx - \sigma_3 \cdot \cos \theta dz$$

$$\tau \cdot \frac{dx}{\cos \theta} = \sigma_1 \cdot \text{sen} \theta dx - \sigma_3 \cdot \cos \theta \cdot \text{tg} \theta dx$$

$$\tau = \sigma_1 \cdot \text{sen} \theta \cdot \cos \theta - \sigma_3 \cdot \cos \theta \cdot \text{sen} \theta$$

$$\boxed{\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cdot \text{sen} 2\theta} \quad 3.4$$

Estas dos expresiones nos permiten calcular las tensiones normales y de corte sobre cualquier plano normal al plano principal intermedio, en función del ángulo θ que el mismo forma con el plano principal mayor y las tensiones principales extremas σ_1 y σ_3 .

La ecuación 3.3 también se puede expresar poniendo:

$$\sigma = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \frac{(1 + \cos 2\theta)}{2}$$

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

$$\boxed{\frac{2\sigma - (\sigma_1 + \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \cos(2\theta)} \quad 3.5$$

Si ahora despejamos de la ecuación 3.4 **sen 2θ** y de la ecuación 3.5 **cos 2θ** y hacemos uso de:

CAPITULO 3

$$\text{sen}^2 2\theta + \text{cos}^2 2\theta = 1$$

Tendremos:

$$\frac{(2\tau)^2}{(\sigma_1 - \sigma_3)^2} + \left(\frac{2\sigma - (\sigma_1 + \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \right)^2 = 1$$

$$\boxed{\left(\sigma - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2} \quad 3.6$$

La ecuación 3.6 es la ecuación de una circunferencia de radio $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ y cuyo centro se encuentra sobre el eje σ a una distancia del origen dado por $\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}$.

6.- TEORIA DE ROTURA DE MOHR

Si en un sistema de ejes cartesianos ortogonales, llevamos sobre el eje de las abscisas a las tensiones normales σ y sobre el eje de las ordenadas a las tensiones tangenciales τ , y representamos los puntos correspondientes a cada par de valores (σ, τ) dados por la ecuación (3.6) para todos los valores posibles valores de θ , hallaremos que el lugar geométrico de esos puntos (de coordenada $\sigma - \tau$) es una circunferencia de diámetro $(\sigma_1 - \sigma_3)$ llamado **círculo de Mohr**.

Si hacemos la simplificación de que nuestra probeta cilíndrica de la figura 3.7 se encuentra sometida a un estado de tensiones triaxial en el cual $\sigma_2 = \sigma_3$, podemos perfectamente decir que las coordenadas de cualquier punto del círculo de Mohr representan las tensiones normales σ y tangenciales τ que se manifiestan sobre un plano que corta a la probeta formando un ángulo θ con el plano principal mayor.

Veamos para interpretar mejor esto, la representación de la figura 3.10. Si por el punto B (tensión principal máxima σ_1) trazamos una paralela a la orientación conocida del plano principal máximo (base superior e inferior de la probeta), su intersección con el círculo determina un punto Op origen de los planos.

La normal a \overline{OpB} trazada por Op, debe pasar por el extremo de σ_3 (tensión principal mínima) y es paralela al plano principal mínimo, (cara lateral de la probeta)

Círculo de Mohr

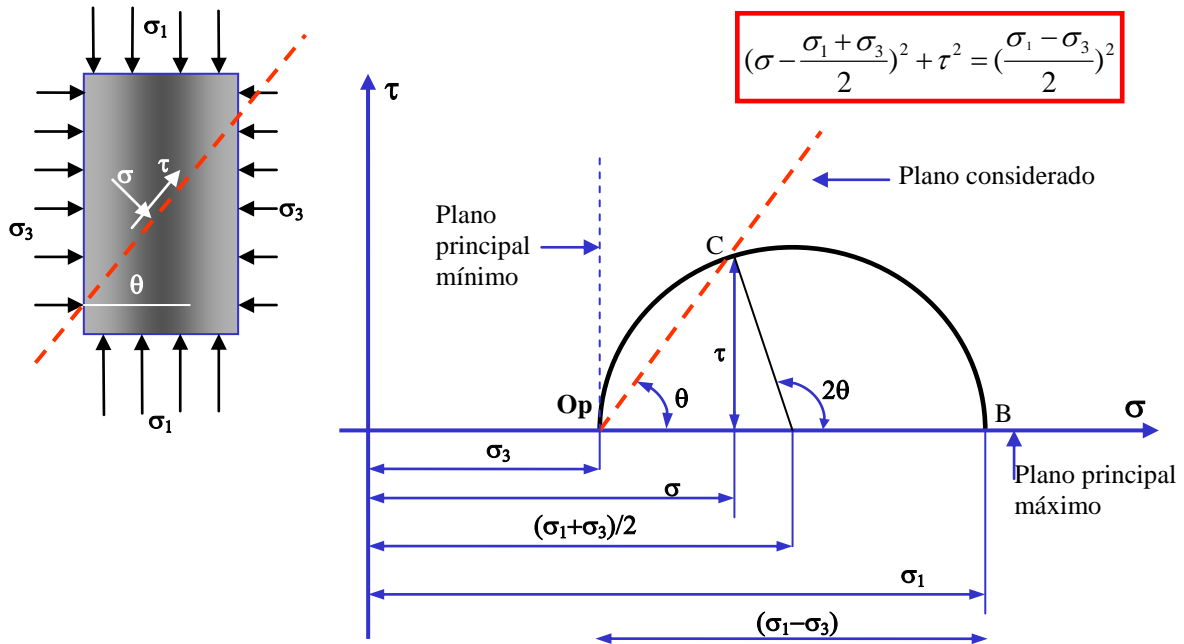


Figura N° 3.10: Representación del círculo de Mohr de un ensayo triaxial

Por lo tanto, podemos afirmar que cualquier línea que pase por O_p y que sea paralela a cualquier plano arbitrariamente elegido, intercepta al círculo en un punto, cuyas coordenadas $(\sigma - \tau)$ son las tensiones que actúan sobre dicho plano.

Ello se comprueba fácilmente pues se verifican simultáneamente las ecuaciones 3.4 y 3.5.

Este razonamiento puede extenderse a un caso más general en que \overline{OA} no sea horizontal es decir que el plano principal máximo tiene una dirección cualquiera como se muestra en la figura 3.11.

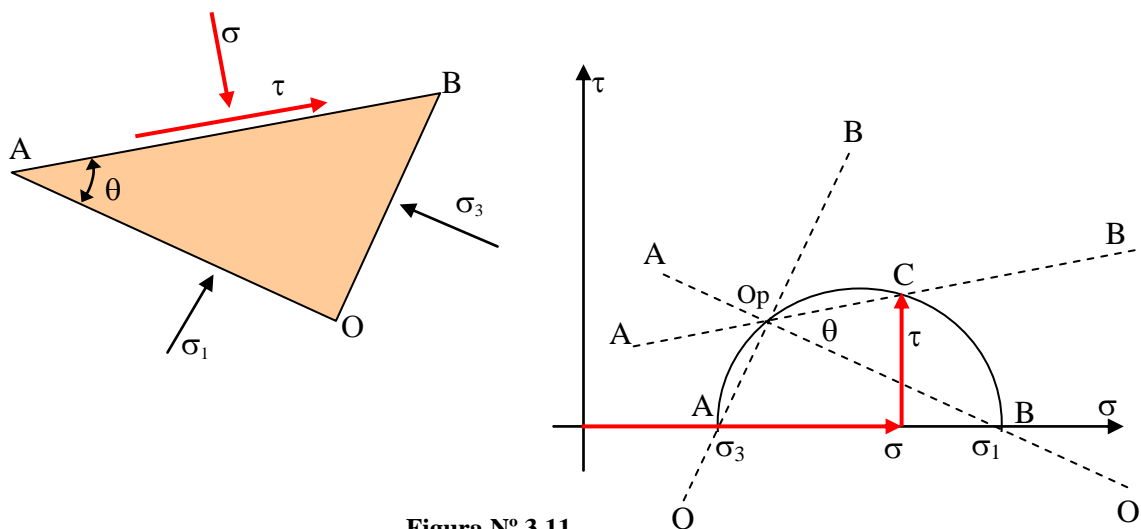


Figura N° 3.11

CAPITULO 3

Si por el extremo de σ_1 (punto B) trazamos una paralela a la dirección del plano principal máximo \overline{OA} tendremos ubicado el punto Op sobre el círculo. La normal a \overline{OpB} trazada por Op debe pasar por A, por lo tanto \overline{AOp} pasa por el extremo de la tensión principal mínima y es paralela a la dirección del plano mínimo. (Cara OB del triángulo).

Podemos decir entonces que cualquier línea que pasa por Op de la figura 3.11, es paralela a un plano arbitrariamente elegido de inclinación θ con el plano principal mayor, corta al círculo en un punto (C) cuyas coordenadas son las tensiones que actúan sobre dicho plano ($\sigma - \tau$).

Debemos tener en cuenta además que entre la dirección \overline{OpC} (plano cualquiera) y \overline{OpB} (plano principal máximo) se forma el ángulo θ .

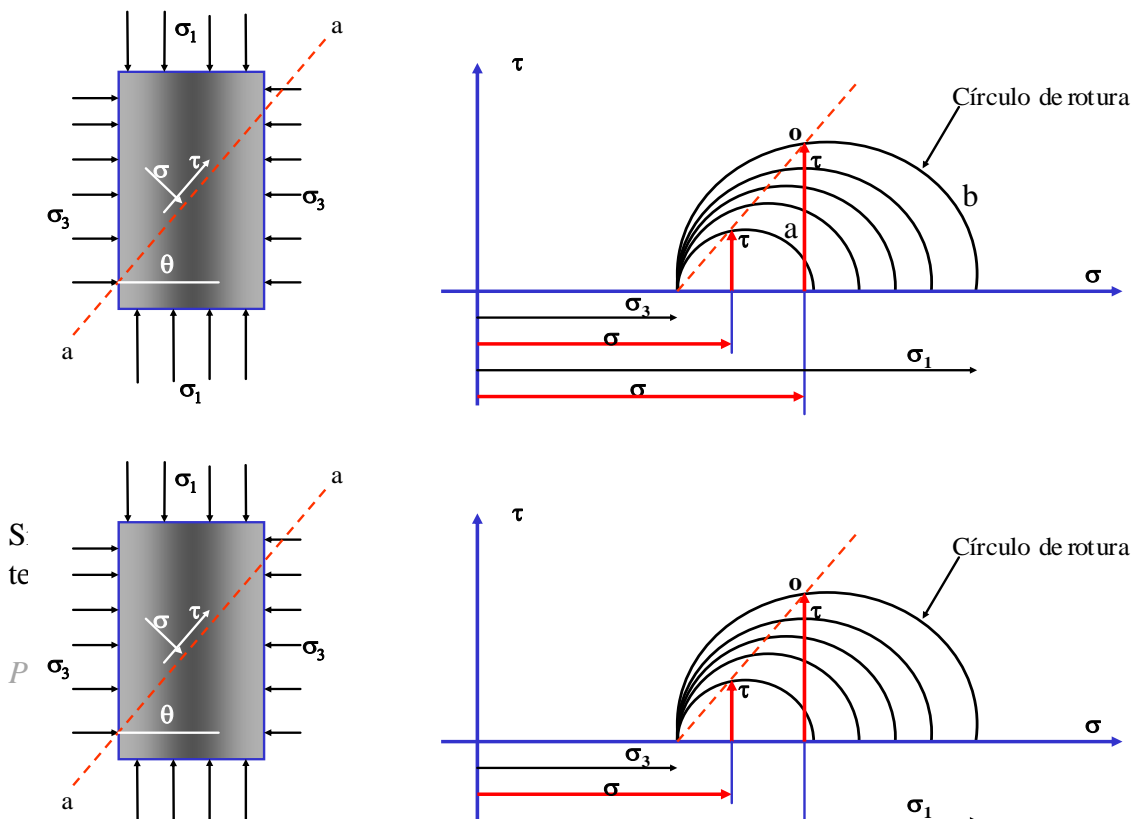
6.1. Curva de Resistencia Intrínseca

Consideremos una probeta cilíndrica de suelo sometida a una compresión hidrostática que nos genera $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$.

En el terreno, la carga que produce la rotura por corte de una muestra de suelos que se ubica en profundidad, es la sobrecarga $\Delta\sigma$ que induce en el terreno la estructura que sobre él se apoya.

En este caso la suma de la tensión provocada por la tapada $\sigma_v + \Delta\sigma$ se la denomina "Tensión principal máxima σ_1 "

Mediante la circunferencia de Mohr podemos conocer el estado de tensiones en cualquier plano de corte a la probeta. Imaginemos ahora que el estado de tensiones está representado en un primer momento por la circunferencia "a" de la figura 3.12.



CAPITULO 3

la probeta, quedarán representados por las distintas circunferencias, ya que al aumentar σ_1 aumentamos la diferencia ($\sigma_1 - \sigma_3$) que no es otra cosa que el diámetro del círculo, y que llamaremos “Tensión Desviante”.

Sin embargo, el crecimiento de σ_1 no puede ser indefinido, pues llegará un momento en que las tensiones normales σ y, tangenciales τ que se manifiestan en un plano interior de la probeta provocarán la rotura de la misma. En ese momento tendremos la circunferencia límite de rotura, que en la figura 3.12 está identificada con la letra “b”.

Bajo un estado triaxial de tensiones, la probeta llega a la rotura para un par de valores $\sigma - \tau$ que actuando en forma normal y tangencial respectivamente al plano considerado, de inclinación θ con respecto al plano principal mayor, producen la rotura por corte de la masa de suelos.

El círculo de rotura recibe éste nombre solamente porque contiene al punto “o” de coordenadas $\sigma - \tau$ que producen la rotura de la probeta bajo el estado de tensiones triaxiales σ_1 y σ_3 .

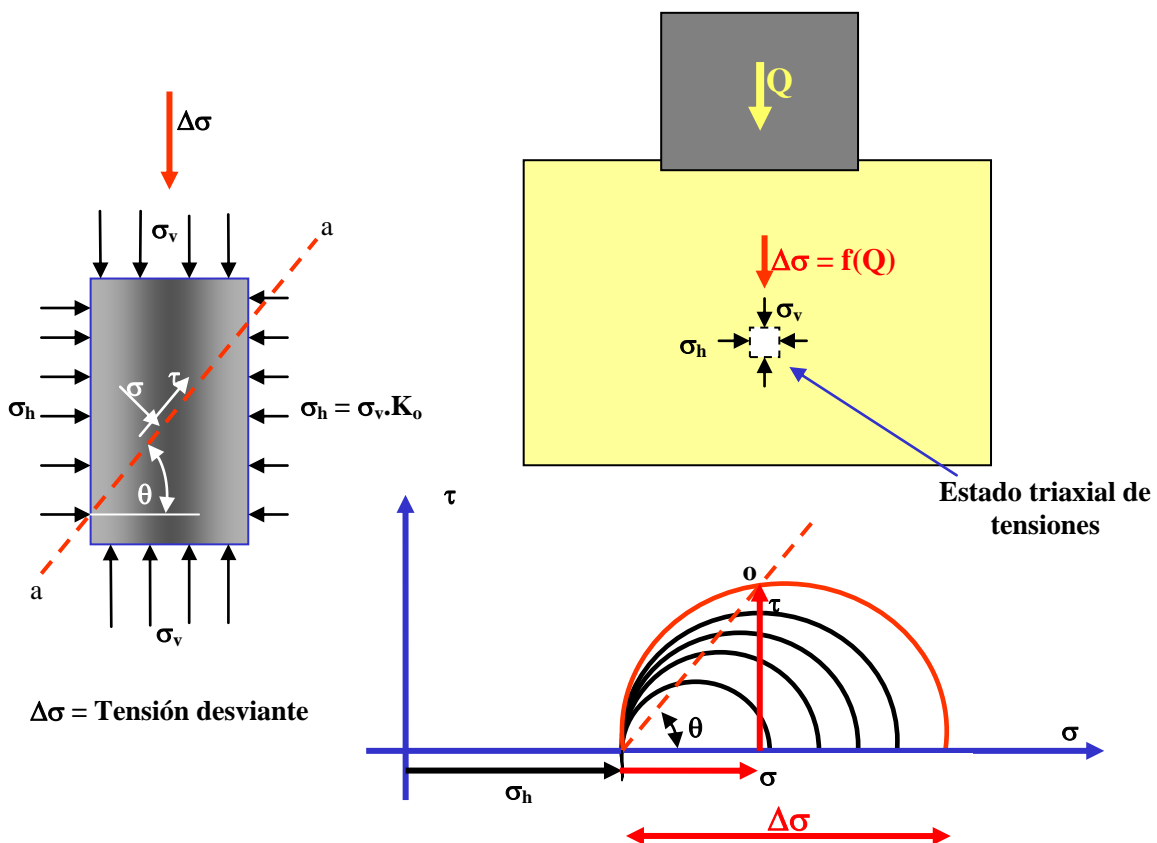


Figura N° 3.13

Si podemos obtener tres o más probetas representativas del suelo que estamos analizando y sobre ellas ejecutar ensayos triaxiales con distintos valores de σ_3 , obtendremos tres círculos de rotura con los valores de $\sigma - \tau$ correspondientes a la rotura.

CAPITULO 3

Si unimos estos puntos de rotura con una línea envolvente de los puntos de rotura “o”, tendremos una curva que denominamos como “**Curva de Resistencia Intrínseca**” (figura 3.14).

Esta curva para pequeñas variaciones de σ_3 podrá ser considerada como una recta y al ángulo que forma la misma con el eje de las abscisas lo llamaremos “**Angulo de Fricción Interna**” del material y lo individualizamos con “ ϕ ” y al valor de la ordenada al origen la denominamos como **cohesión** y la identificamos con la letra “c”.

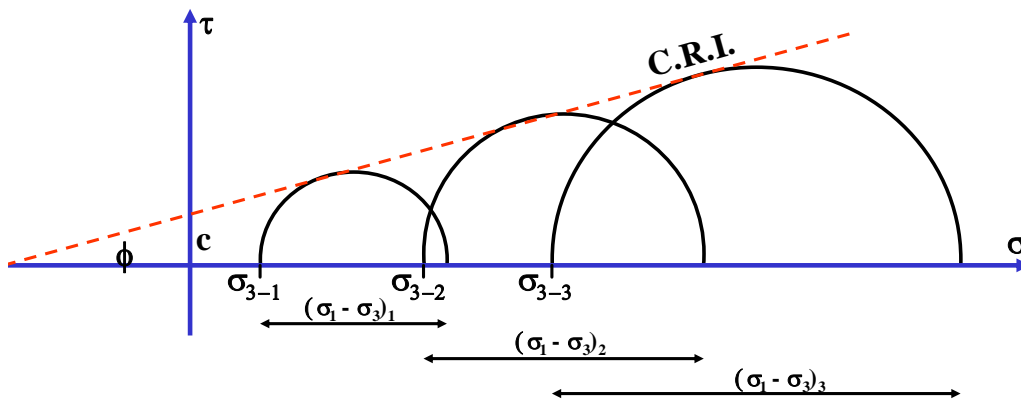


Figura N° 3.14

La envolvente o tangente a los círculos de rotura, se conoce como curva de resistencia intrínseca (C.R.I.) del material o envolvente de Mohr y sus puntos tienen por coordenadas valores de σ y τ tales, que satisfacen la ecuación de Coulomb. Ya que su inclinación con respecto al eje σ es ϕ y su ordenada al origen es “c”.

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \theta$$

Para saber si un estado de tensiones será capaz de provocar o no la rotura de la probeta, bastará con dibujar la circunferencia de Mohr que represente ese estado de tensiones. Si dicho círculo es interior a la curva de resistencia intrínseca no habrá rotura, pero sí la habrá, si el círculo es tangente o si corta a la curva C.R.I. ya que en estos casos la tensión de corte que se origina en un plano interno de la probeta supera a la resistencia al corte del material, dada por la ecuación de Coulomb para ese estado de tensiones.

Lo precedentemente expuesto constituye la base de la teoría de rotura de Mohr cuyos puntos fundamentales son:

- Todo círculo de Mohr interior a la C.R.I. representa una condición tensional estable de equilibrio.
- Todo círculo de Mohr tangente a la C.R.I. representa un estado de rotura incipiente sobre el plano determinado por el punto de tangencia.

CAPITULO 3

- c) La envolvente o C.R.I. se considera como una propiedad del material, es independiente de las tensiones aplicadas al mismo siempre y cuando las mismas no superen cierto rango de valores y depende sí, de las condiciones de drenaje del material y de la velocidad de aplicación de las cargas.
- d) Los valores σ y τ , tensiones normales y tangenciales, que provocan la rotura, actúan ambas sobre el plano de rotura incipiente.

Las relaciones geométricas representadas en la figura 3.15, nos permiten obtener la inclinación del plano de rotura con el plano principal máximo “ θ ”, en función del ángulo de fricción interno del material.

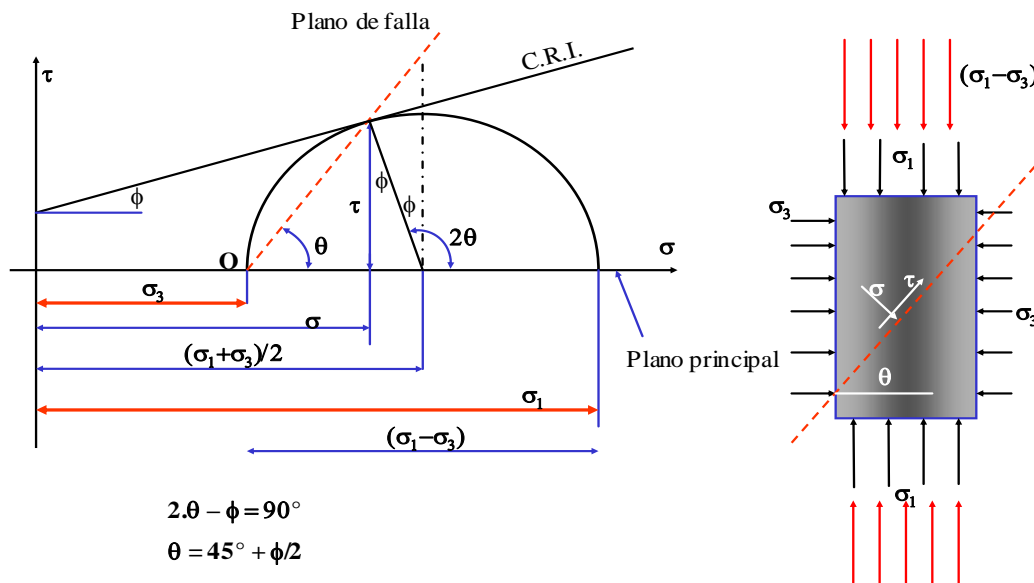


Figura N° 3.15

De la figura vemos que:

$$2\theta = 90^\circ + \phi$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

3.7

Del análisis de esta simple pero importante relación vemos que el valor de $\tau_{\text{máximo}}$ se obtiene cuando $2\theta = \frac{\pi}{4}$ lo que equivale a decir que cuando $\phi = 0$ los esfuerzos tangenciales alcanzan su valor máximo dado por:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$$

CAPITULO 3

Y el mismo se manifiesta en un plano de rotura que forma con el plano principal máximo un ángulo $\theta = 45^\circ$.

De la misma forma podemos ahora deducir otra ecuación fundamental de la Mecánica de Suelos, que nos relaciona a las tensiones principales con los parámetros de corte del material.

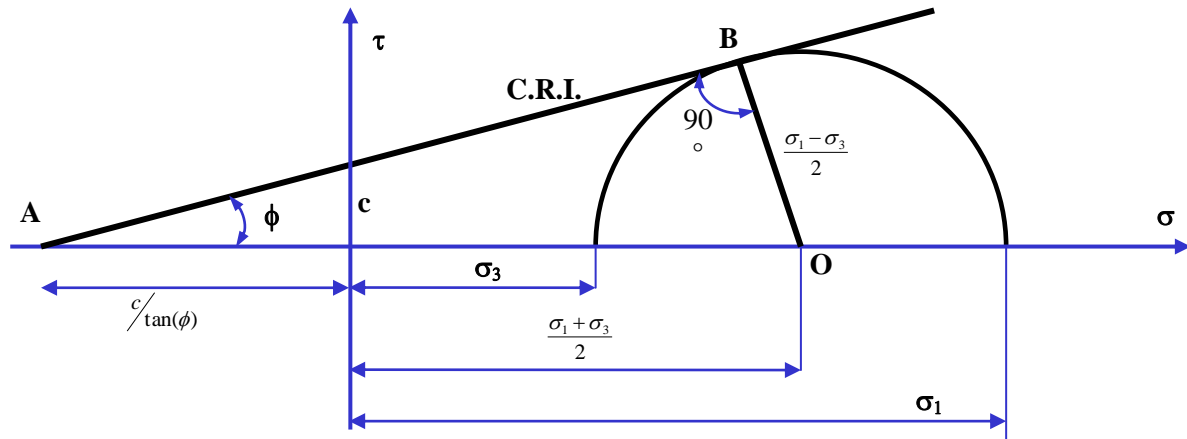


Figura N° 3.16

Si observamos la figura 3.16 podemos calcular:

$$\operatorname{sen} \phi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{c}{\operatorname{tg} \phi} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} \qquad \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \left(c \cdot \cot g \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \cdot \operatorname{sen} \phi$$

$$\frac{\sigma_1}{2} - \frac{\sigma_3}{2} \cdot \operatorname{sen} \phi = \frac{\sigma_3}{2} + \frac{\sigma_3}{2} \cdot \operatorname{sen} \phi + c \cdot \cos \phi \qquad \frac{\sigma_1}{2} (1 - \operatorname{sen} \phi) = \frac{\sigma_3}{2} (1 + \operatorname{sen} \phi) + c \cdot \cos \phi$$

$$\frac{\sigma_1}{2} = \frac{\sigma_3}{2} \cdot \frac{(1 + \operatorname{sen} \phi)}{(1 - \operatorname{sen} \phi)} + c \cdot \frac{(\cos \phi)}{(1 - \operatorname{sen} \phi)}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2)$$

Si llamamos a: $\operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = N\phi$ será entonces $\operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2) = \sqrt{N\phi}$ y nos quedará:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N\phi + 2 \cdot c \cdot \sqrt{N\phi} \qquad 3.8$$

CAPITULO 3

Ecuación fundamental que nos vincula a las tensiones principales entre sí, donde se indica con σ_1 a la **tensión principal mayor** y con σ_3 a la **tensión principal menor**

Antes de dar por terminado ese tema cabría que hiciéramos algunas reflexiones sobre lo expuesto:

- 1) La circunferencia límite de rotura no es el lugar geométrico de puntos de rotura, sino que es el lugar geométrico de los distintos pares de valores (σ , τ) que se manifiestan sobre los infinitos planos que cortan la probeta, cuando ésta es sometida a un estado de compresión triaxial y solamente uno de esos pares de valores corresponden a los de rotura, y se manifiestan sobre un único plano, que es el plano de rotura.
- 2) La circunferencia límite de rotura se denomina así porque contiene el punto cuyas tensiones σ , τ corresponden a la rotura, ya que nosotros no lo podemos identificar a priori, solamente podemos afirmar su existencia.
- 3) El punto de rotura indica las componentes normales y tangenciales de la resultante que aplicada sobre el plano de rotura sobrepasa las fuerzas resistentes que puede desarrollar la masa de suelo.
- 4) Puede parecer paradójico que la resistencia al corte última del material, esté dado por τ y no por τ_{\max} . Sucede que no es solamente la tensión tangencial la que produce la rotura sino el par de valores (σ , τ) actuando en conjunto sobre el plano de rotura.
- 5) Si se observa la figura 3.13, veremos que al ir aumentando la tensión σ_1 los pares de valores (σ ; τ_{\max}) correspondientes a los distintos valores de σ_1 se manifiestan efectivamente pero en el círculo de rotura el par de valores más desfavorable es (σ ; τ) en un plano de inclinación θ y por lo tanto la muestra rompe con este par de valores. Figura 3.17.

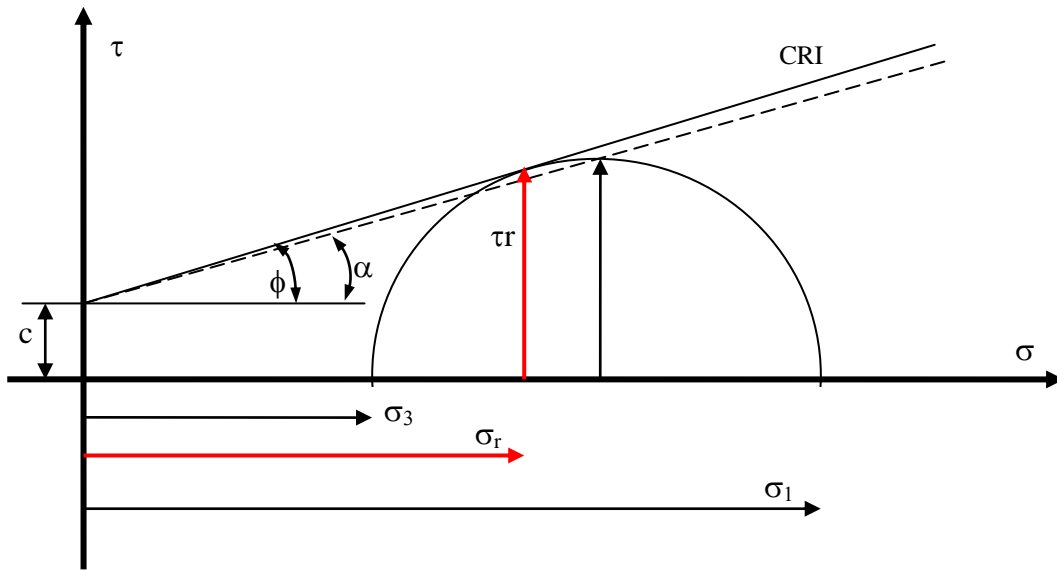


Figura N° 3.17

Por otra parte el plano que contiene a τ_{\max} tiene un ángulo de oblicuidad $\alpha < \phi$ y sabemos que la rotura se produce en el plano de máxima oblicuidad ($\alpha = \phi$) y no en la máxima tensión de corte como se muestra en la figura 3.17.

Finalmente para el caso de los suelos granulares que no tienen cohesión podemos hacer:

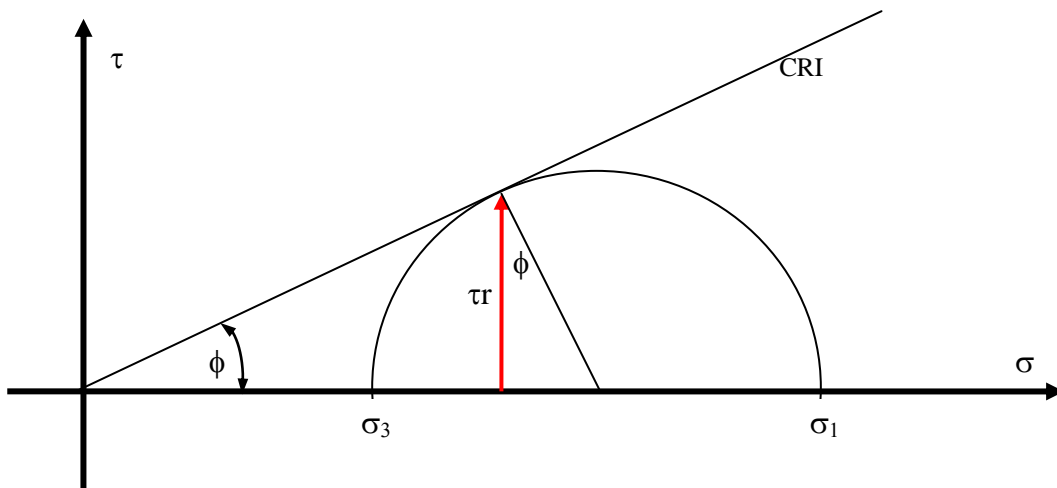


Figura N° 17 a: Ensayo triaxial en suelos granulares sin cohesión

Hemos visto en la deducción de la ecuación 3.8 que si $c = 0$ podemos escribir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{(1 + \text{sen} \phi)}{(1 - \text{sen} \phi)} \quad \text{Haciendo} \quad \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_3 \cdot \frac{(1 + \text{sen} \phi)}{(1 - \text{sen} \phi)} - \sigma_3$$

CAPITULO 3

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_3 \cdot \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} - 1 \right)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_3 \cdot \left(\frac{2 \cdot \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \right) \quad (2)$$

De la figura 17-a podemos obtener: $\cos \phi = \frac{\tau}{(\sigma_1 - \sigma_3) / 2}$ como $(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d$

$$\sigma_d = \frac{2 \cdot \tau}{\cos \phi}$$

Reemplazando en (2) tenemos: $\tau = \sigma_3 \frac{\operatorname{sen} \phi \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$

Teniendo en cuenta que en los suelos granulares, los valores del ángulo de fricción interna varían en el entorno de los 25° para las arenas sueltas a los 40° o más, para las arenas muy densas tendremos

$$0,65 \cdot \sigma_3 \leq \tau \leq 1,40 \cdot \sigma_3$$

En los suelos granulares sin cohesión, la ecuación 3.8 que vincula las tensiones principales queda reducida a:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N \phi$$

Y la tensión desviante quedará entonces:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_3 \cdot N \phi - \sigma_3$$

$$\sigma_d = \sigma_3 \cdot (N \phi - 1)$$

7. ENSAYOS DE CORTE

Entre los aparatos utilizados para medir la resistencia al esfuerzo de corte de los suelos en el laboratorio, los que han alcanzado mayor importancia en el desarrollo de la ingeniería práctica como así también en la investigación, son básicamente el aparato de corte directo y el de compresión triaxial.

7.1. Corte directo

El aparato de corte directo utilizado en Mecánica de Suelos, se esquematiza en la figura 3.18. Básicamente este consta de dos marcos que contiene a la muestra. Donde el marco inferior es fijo, mientras que el superior puede desplazarse en forma horizontal sobre el anterior. Las muestras a ensayar en el marco de carga, son de forma prismática tal como se indica en la figura 3.19.

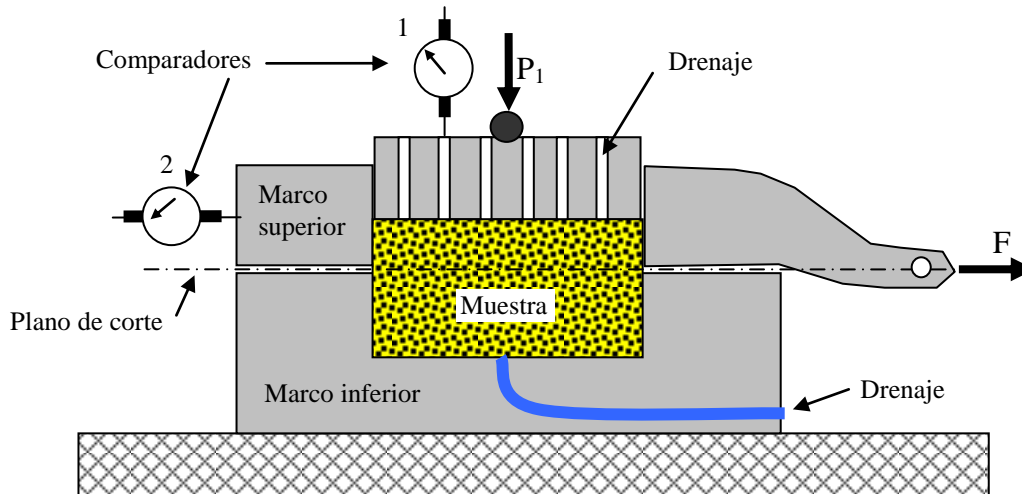


Figura N° 3.18: Marco de una aparato de corte directo

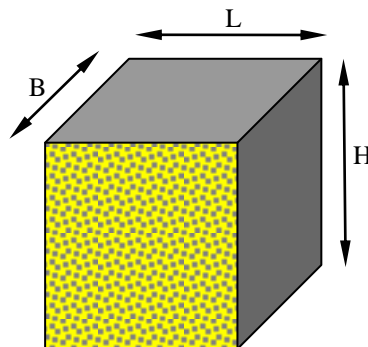


Figura N° 3.19: Forma geométrica de una muestra recortada para un ensayo de corte

Una vez que hemos recortado la muestra, se la coloca dentro de la cavidad que forma los dos marcos, de tal manera que la mitad de su altura H quede comprendida en cada uno de ellos. En la parte superior e inferior de la misma se coloca un colchón de arena para permitir el drenaje y para permitir un mejor asiento de la probeta, que como dijimos se recorta lo mejor posible de una "Dama" de suelo inalterado, y que en los casos de suelos cohesivos, no siempre se puede lograr una superficie perfectamente lisa.

Posteriormente sometemos a la probeta, a través de una placa de distribución de tensiones que se coloca en la parte superior de la misma, a la acción de una carga vertical " P_1 " que desarrolla una tensión normal σ_{n1} .

CAPITULO 3

$$\sigma_{n1} = \frac{P_1}{A}$$

Donde A, es el área de la probeta según un plano horizontal.

Una vez que la muestra se ha consolidado bajo la acción de σ_{n1} (cosa que verificamos con el registro de las lecturas efectuadas en el comparador N° 1 en función del tiempo) procedemos a solicitar a la probeta con fuerzas horizontales constantes F, aplicadas sobre el marco superior, mientras que la parte inferior queda firmemente unida a la base del equipo.

Luego de cada aplicación de una fuerza F medimos las deformaciones horizontales relativas (δ) que se generan entre el marco superior y el inferior, a través del comparador N° 2. Cuando las deformaciones se detienen, tenemos un par de valores de fuerza y de deformación ($F_1; \delta_1$) que nos permiten obtener un punto en el gráfico de la figura 3.20 a partir de transformar la fuerza medida en tensión de corte.

$$\tau = \frac{F}{L.B} = \frac{F}{A} \text{ (KPa)}$$

Repitiendo este procedimiento observaremos que para los posteriores incrementos de las fuerzas horizontales F, obtenemos deformaciones δ que serán cada vez mayores hasta que para una fuerza F aplicada, el marco superior llegará al límite de su desplazamiento mecánico lo que nos indicará que hemos alcanzado la rotura por corte de la muestra bajo la tensión normal σ_{n1} .

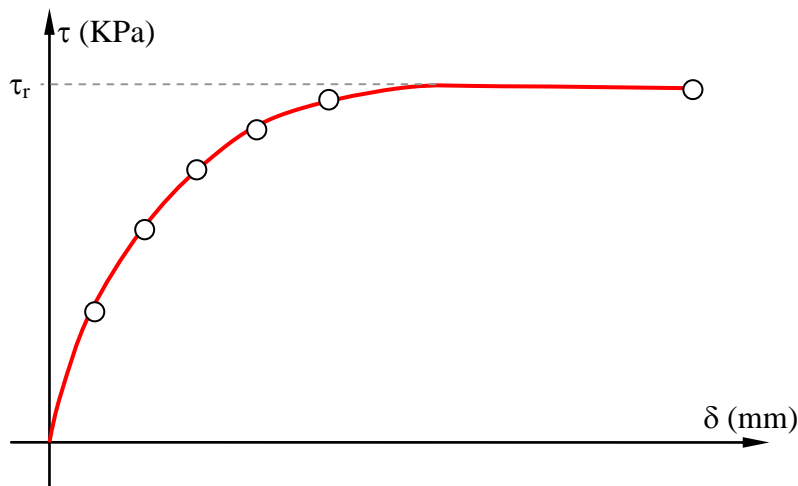


Figura N° 3.20

Es conveniente en la ejecución de este tipo de ensayo, ir disminuyendo los incrementos de la fuerza horizontal aplicada a medida que nos acercamos a la rotura, con el objeto de poder definir con mayor precisión la tensión de corte en rotura τ_r .

A medida que ejecutamos distintos ensayos de corte sobre probetas de similares características mecánica y de la misma procedencia, con distintas tensiones normales

CAPITULO 3

obtendremos pares de valores (σ_n ; τ_r) que nos definirán puntos de la curva de resistencia intrínseca (C.R.I.) del material ensayado.

Por lo tanto si repetimos el procedimiento anteriormente descrito con dos probetas mas sobre las que aplicamos tensiones normales σ_{n2} y σ_{n3} obtendremos otros dos pares de valores (σ_{n2} ; τ_{r2}) y (σ_{n3} ; τ_{r3}) con los cuales podremos definir perfectamente la C.R.I. y a partir de ella obtener los parámetros de corte del material (c y ϕ). Figura 3.21

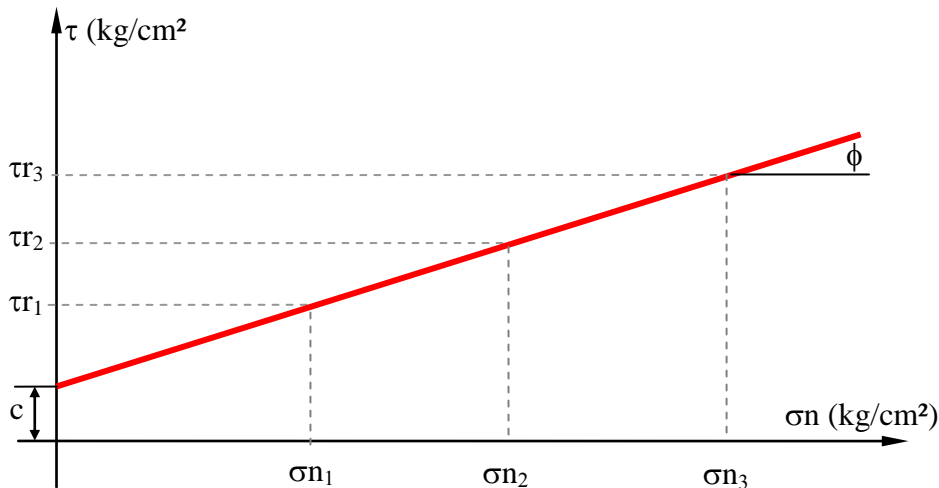


Figura N° 3.21: Resultados de un ensayo de corte directo

Debemos decir que el ensayo de corte directo, no es el más utilizado para determinar los parámetros del suelo, fundamentalmente porque adolece de los siguientes defectos:

- No es fácil ni económico extraer muestras inalteradas de estratos, que pueden estar bajo la napa freática, con las medidas necesarias como para posteriormente poder recortar tres probetas cúbicas y ensayarlas. Es más fácil y económico extraer muestras inalteradas cilíndricas a través de la ejecución de una perforación.
- En los aparatos de corte tradicionales es prácticamente imposible poder manejar el drenaje del agua intersticial de la probeta cuando está siendo ensayada.
- El desplazamiento relativo del marco superior con respecto al inferior, provoca una variación en el área de corte de la probeta (disminuye) que hace que la tensión normal aplicada σ_n se incremente durante el ensayo.
- La probeta no se romperá por el plano más débil de su masa, sino por el plano definido por el aparato de corte.

7.2. Compresión triaxial

El ensayo de compresión triaxial, al igual que el ensayo de corte directo, permite al ingeniero obtener los parámetros de corte necesarios para calcular en la forma más aproximada posible la resistencia última de una masa de suelo que será sometida a sollicitaciones por la construcción de alguna obra de ingeniería. A diferencia del ensayo de

corte directo, el ensayo de compresión triaxial, no fija a priori el plano de rotura de la muestra ensayada sino que permite que el mismo se genere en forma natural y adopte la orientación más desfavorable. Por otra parte este tipo de ensayo nos permite controlar a voluntad el drenaje de la muestra como así también la velocidad de aplicación de las cargas. Por lo que podemos simular en la ejecución del ensayo, cualquier situación que se presente en la naturaleza como veremos mas adelante. Otra de las ventajas que presenta el ensayo de compresión triaxial con respecto al de corte directo es la utilización de probetas cilíndricas de tamaños variados, que son más fácil y económica de obtener.

7.2.1. Cámara Triaxial

Para la ejecución de los distintos tipos de ensayos triaxiales se utiliza la misma cámara triaxial esquematizada en la figura 3.22. Esta cámara es totalmente desmontable y para la ejecución del ensayo se comienza a montar o armar a partir de la base de la misma. Sobre dicha base colocamos, enroscándolo, el cabezal inferior cuyo diámetro es variable y depende del tamaño de la probeta a ensayar. Los diámetros usados comúnmente son de 3,5 cm, 5,0 cm y 7,6 cm.

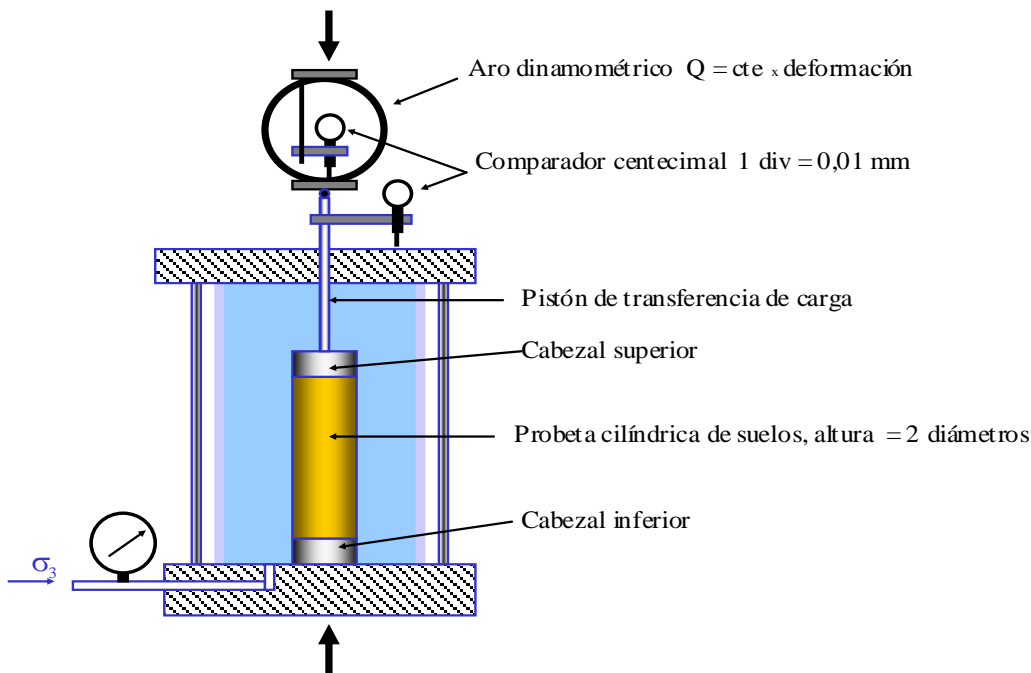


Figura N° 3.22: Esquema de una cámara triaxial

Estos cabezales pueden ser ciegos o permeables. Los ciegos son por lo general metálicos, lisos y no permiten el drenaje de la muestra, los permeables en cambio tienen alojada en una cavidad, una piedra porosa en forma de disco en la cara que esta en contacto con la probeta y que permite a través de conductos internos de la base, el drenaje de agua que ingresa o que expulsa la probeta cuando es ensayada.

Sobre el cabezal inferior se apoya en forma centrada la probeta cilíndrica a ensayar. Es conveniente que las mismas no sean demasiado esbeltas, ya que serían difíciles de manejar y pueden pandear cuando se ensayan. Por otra parte, tampoco conviene que sean demasiado cortas, pues entonces la uniformidad en la distribución de tensiones quedaría

CAPITULO 3

muy afectada por el rozamiento que se origina en sus extremos. La proporción que normalmente se utiliza entre la altura y su diámetro (relación de esbeltez) es igual a 2. A continuación se procede a colocar una vaina de látex que envuelva a la muestra con la intención de aislarla completamente del medio que la rodea, para luego colocar sobre la parte superior de la misma el cabezal superior, que al igual que el inferior puede ser ciego o permeable. En las fotos que se muestran a continuación en la figura 3.23 se pueden observar cada uno de estos pasos.



a)



b)



c)



d)

Fotos N° 3.23': Montaje de la probeta en una cámara triaxial

CAPITULO 3

Para algunas situaciones particulares que veremos más adelante se utiliza un papel de filtro especialmente recortado para envolver la probeta por debajo de la vaina de goma, el mismo es a los efectos de mejorar el movimiento del agua ya sea para la saturación de la probeta o para el drenaje de la misma. La vaina de goma se ajusta posteriormente sobre ambos cabezales mediante anillos de goma dura, con la intención de producir un cierre hermético, es común que en algunos ensayos de larga duración se asegure este cierre mediante una abrazadera metálica montada sobre los anillos de goma. Una vez montada la probeta se coloca un cilindro de acrílico transparente o de luxite, de aproximadamente 6 mm de espesor, sobre el que se apoya la tapa de la cámara, que en su parte central tiene montado un pistón de acero inoxidable muy pulido (lapidado), que se desplaza sobre bujes comúnmente de teflón, que prácticamente no generan esfuerzos de rozamiento al desplazamiento del mismo, y a su vez aseguran un cierre hermético de la cámara. Esta tapa se fija mediante cuatro varillas roscadas a la base de la cámara y en forma exterior al tubo de acrílico.

Armada y ajustada la cámara triaxial se procede a quitar el pistón y por dicho orificio mediante el auxilio de un embudo se derrama líquido a su interior a la vez que se permite que el aire que es desplazado se escurra por la válvula de drenaje superior. En esta operación es común utilizar glicerina o simplemente agua, es posible también utilizar aire pero como veremos más adelante este fluido posteriormente debe ser sometido a presión, lo que hace que sea más seguro y sencillo utilizar agua.

Cuando notamos que la totalidad de las burbujas de aire han sido expulsadas, volvemos a colocar el pistón haciéndolo apoyar en la muesca semiesférica que posee el cabezal superior de la probeta. Tenemos ahora armada la cámara triaxial con la probeta a ensayar montada en su interior; veamos entonces como aplicamos los esfuerzos.

En todo tipo de ensayo triaxial tenemos durante su ejecución dos etapas bien diferenciadas:

1° Etapa:

Consiste en la aplicación de una presión hidrostática (igual en todas direcciones) y que logramos mediante la inyección de líquido a presión a través de la llave (A) de la figura 3.24 y que mide la presión del mismo en el manómetro. Esta tensión aplicada sobre toda la superficie de la probeta, que se conoce con el nombre de Tensión Confinante, es similar a la esquematizada en la figura 3.24 a la derecha con la denominación de $\sigma_3 = \sigma_2$ por lo tanto no hay tensión intermedia o mejor dicho la tensión principal intermedia (σ_2) coincide con la tensión principal mínima (σ_3). Lógicamente que en esta primera etapa también la tensión principal máxima coincide con la tensión principal menor, ya que la presión que aplicamos es una presión hidrostática y se aplica también sobre las cabezas de la probeta.

2° Etapa

Aplicamos por intermedio del pistón de la cámara triaxial un esfuerzo vertical que se distribuye a toda el área de la probeta y que se conoce con el nombre de Tensión Desviante. Esta tensión desviante σ_d sale de dividir el esfuerzo Q que se transmite a través del pistón por el área de la probeta "A".

$$\sigma_d = \frac{Q}{A}$$

La tensión principal mayor σ_1 estará compuesta entonces por la suma de la tensión confinante σ_3 aplicada en la 1° etapa y la tensión desviante σ_d aplicada en la segunda, por lo tanto:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$$

Con lo cuál la tensión desviante será:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$

Una vez armada la cámara triaxial, se la debe montar en el marco de carga que puede ser de deformación controlada o de carga controlada. En el marco de carga de deformación controlada se aplica, como su nombre lo indica, una deformación constante a la probeta y se mide en un anillo dinamométrico la fuerza Q que desarrolla la probeta para oponerse a la deformación.

En la figura 3.25 se muestra un esquema de este tipo de marco de carga, que no es otra cosa que una prensa de accionamiento mecánico o manual que permite que el plato inferior se mueva en sentido vertical y que el pistón de la cámara triaxial reaccione contra el aro dinamométrico montado en la parte superior de la prensa.

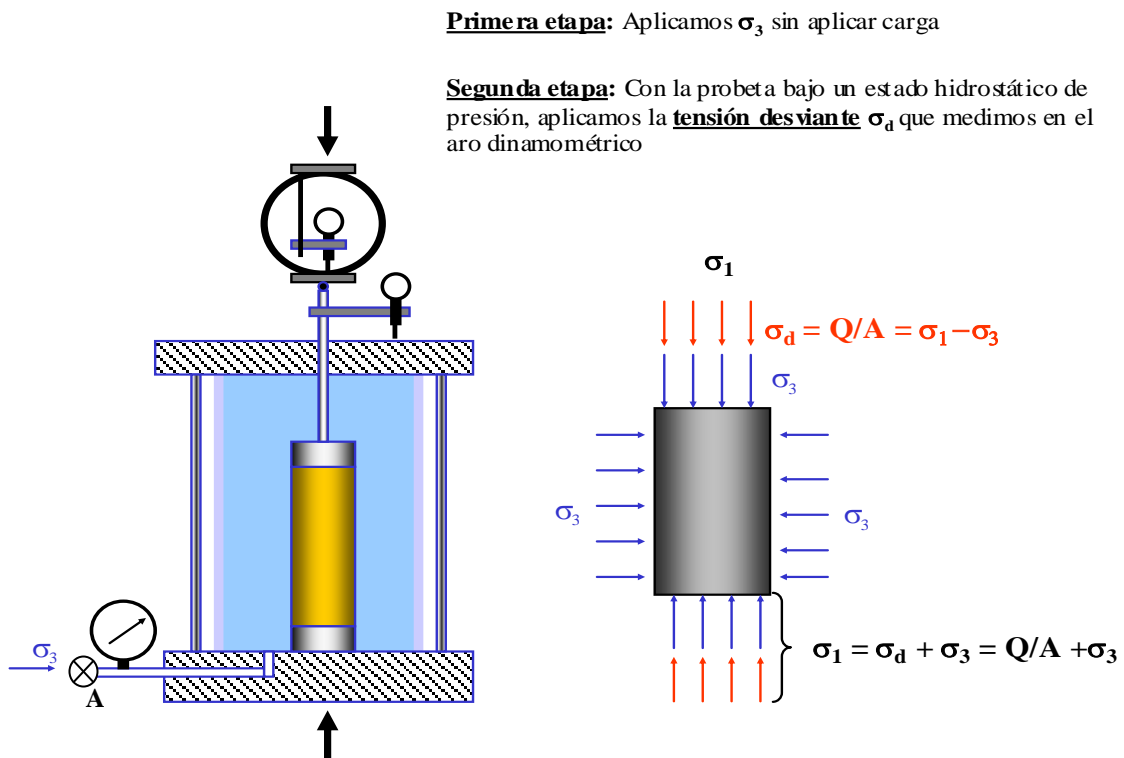


Figura N° 3.24

CAPITULO 3

Estos aros dinamométricos son intercambiables y cada uno tiene un rango de carga dado por el fabricante dentro del cual se comportan como perfectamente elásticos, es decir que si medimos su deformación, para un esfuerzo dado y la multiplicamos por la constante elástica que nos indica el fabricante, podemos conocer la carga Q en kg que estamos ejerciendo contra el aro y por ende sobre la probeta. Hoy ya prácticamente en los laboratorios, los aros dinamométricos han dejado su lugar a las celdas de carga, que nos dan en forma digital y en tiempo real, la carga a la que está siendo sometida la probeta.

La velocidad de deformación de la prensa se puede variar a voluntad y cubre un rango muy amplio de velocidades que van desde los $500 \mu/\text{min}$ a los $2 \mu/\text{min}$. Para medir las deformaciones de la probeta como para medir las deformaciones del aro dinamométrico, se utilizan “comparadores” o “flexímetros”, de gran sensibilidad, que constan esencialmente de una aguja que recorre un cuadrante de 100 divisiones cuando el extremo del comparador sufre una deformación de 1 mm, lo cual nos permite obtener como lectura directa, un desplazamiento de 0,01 mm. Para medir la deformación que sufre la probeta fijamos un comparador al pistón de la cámara triaxial de tal forma que el extremo del mismo reaccione contra la tapa de la cámara triaxial, que es un punto fijo del sistema.

Por último debemos decir que para evitar fuerzas horizontales que podrían generar esfuerzos de flexión sobre el pistón por alguna pequeña excentricidad, es conveniente colocar una bolilla de acero entre el pistón y el aro dinamométrico.

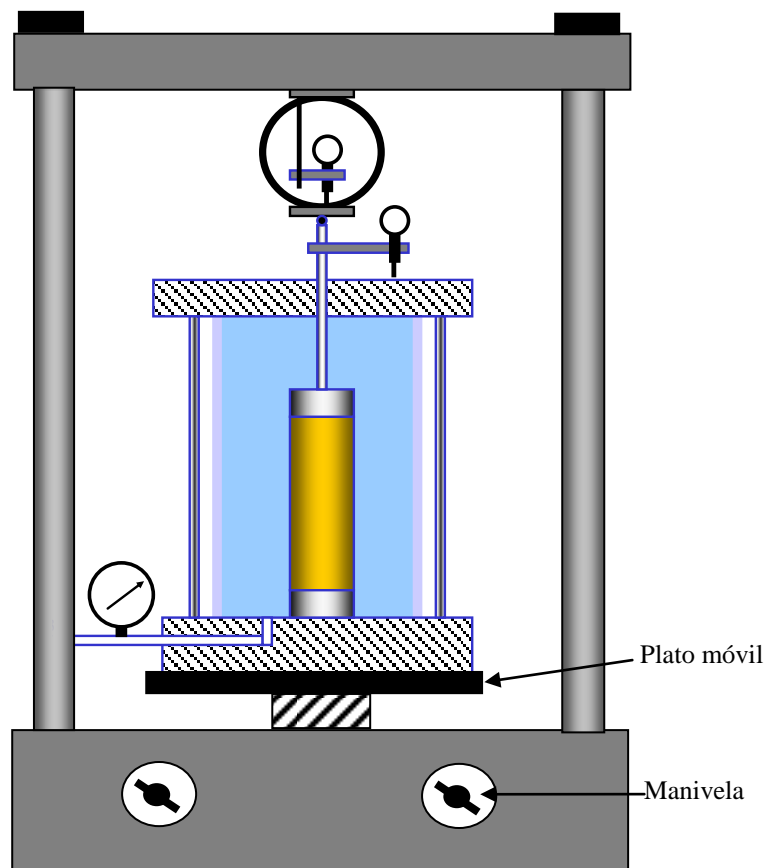


Figura N° 25: Prensa para ejecutar ensayos triaxiales

CAPITULO 3

En el marco de carga controlada, como su nombre lo indica, la carga sobre la probeta se aplica en forma directa mediante pesas, o mediante pesas y brazo de palanca. De esta forma se logra una carga constante en el tiempo sobre el pistón de la cámara triaxial y luego se miden las deformaciones de la probeta hasta que las mismas se detengan para volver a aplicar otro escalón de carga que se suma al ya aplicado y que genera por lo tanto nuevas deformaciones de la probeta. Siguiendo este esquema, se alcanza la rotura de la probeta. Estos marcos de carga controlada no tienen en la actualidad gran utilidad y se usan en algunos estudios o para investigar los fenómenos de creep que pueden experimentar ciertos suelos.

7.2.2.- Preparación de probetas

Para la ejecución de los ensayos triaxiales, un paso muy importante es la obtención de las muestras representativas, para la ejecución del ensayo. Estas muestras pueden ser tomadas desde distintos tipos de muestras inalteradas que pueden ser muestras “Damas” recuperadas de calicatas, o muestras inalteradas obtenidas de perforaciones con sacamuestras especiales. En las fotos que se adjuntas a continuación, figura 3.26, se muestra el proceso para preparar una probeta desde la llegada de una “dama” de suelo, sobre la que se procede a recortar un prisma para ser colocados en un torno especial que se utiliza en el laboratorio para tallar la probeta cilíndrica a ser ensayada.



Figura N° 3.26: Dama de suelos con su protección exterior de lienzo con parafina

Este torno tiene dos cabezales móviles del diámetro de la probeta a tallar, que se pueden ajustar mediante un tornillo roscado sobre el prisma, tal como se muestra en las fotografías adjuntas. A continuación se procede a recortar los excesos de material siguiendo con una regla metálica afilada sobre uno de sus lados, las generatrices de la futura muestra cilíndrica que se intenta tallar. Este proceso de recorte del material excedente se continúa hasta lograr que la muestra quede perfectamente cilíndrica. Posteriormente se retira del torno aflojando los cabezales y se empareja la cara superior e inferior, de manera que queden los planos de ambas sean lo más paralelos posible.



Figura N° 3.26 a: Torno manual que permite el recorte de probetas cilíndricas

A continuación la muestra se mide, se pesa y se monta en la cámara de ensayo triaxial, con los aditamentos necesarios de acuerdo a la característica del ensayo que se piensa realizar.

Veremos más adelante que en ciertos ensayos será necesario colocar piedras porosas en ambos cabezales y un papel de filtro especialmente recortado en el perímetro de la misma, para favorecer el drenaje de la muestra durante la ejecución del ensayo.



Figura N° 3.26 b: Torno para recortar probetas cilíndricas

7.2.3.- Tipos de Ensayos Triaxiales

Como hemos visto anteriormente, la aplicación de la tensión de confinamiento σ_3 y de la tensión desviante ($\sigma_1 - \sigma_3$) conforman dos etapas bien diferenciadas en la ejecución del ensayo triaxial.

Si analizamos las condiciones de drenajes que tienen la probeta en cada una de estas etapas, podemos clasificar a los ensayos triaxiales en los tipos que a continuación se detallan:

7.2.4.- Ensayo triaxial no consolidado, no drenado, Rápido “Q”

El ensayo triaxial no consolidado, no drenado, rápido, se identifica habitualmente con la letra “Q” que deriva del inglés Quick (rápido). Este tipo de ensayo, además de ser el más rápido, es el más barato de ejecutar y proporciona los parámetros de corte más desfavorables del suelo, ya que lo lleva a la rotura en forma rápida y sin permitir el drenaje si la muestra está saturada. Este ensayo tiene aplicación en los cálculos de ingeniería, donde el tiempo que se tarda en aplicar la totalidad de la carga estructural es muy pequeño comparado con el tiempo de consolidación de la masa arcillosa a la cual le será transferida la sollicitación. A modo de ejemplo supongamos que tenemos que cimentar en forma directa un tanque de combustible para una empresa petrolera, de 30 m de diámetro y 10 m de altura sobre un manto arcilloso saturado de 4 m de espesor y que a su vez se apoya sobre un suelo permeable. Mediante un ensayo de consolidación determinamos que el coeficiente de consolidación tiene un valor de $C_v = 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$, podemos entonces conocer el tiempo que tardará este manto en alcanzar el 90 % de consolidación haciendo:

$$t = \frac{T.H^2}{C_v} = \frac{0,848.(200\text{cm})^2}{10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{seg}} = 3,4.10^8 \text{ seg}$$

Con lo cuál tendremos que esperar un tiempo de $t = 10,8$ años para que el manto de arcilla se consolide bajo la carga del tanque y se disipen las tensiones neutras, de manera que las tensiones totales se transformen en tensiones efectivas. Comparando este tiempo con los cinco (5) días que se tarda en llenar con las bombas este tanque y con ello aplicar la totalidad de la carga, es lógico pensar entonces que tendremos que calcular la fundación con los parámetros de corte en términos de tensiones totales obtenidos a partir de un ensayo triaxial “Q” ya que dentro de los 11 años que se necesitan para alcanzar el 100% de la consolidación primaria, un tiempo de 5 días que demanda la instalación de la carga, no significa prácticamente nada y se tiene que considerar que la carga se aplica en forma instantánea.

En este tipo de ensayo, como su nombre lo indica, no se permite el drenaje de la probeta en ninguna de las dos etapas, por lo tanto la rotura de la misma se puede alcanzar en un tiempo relativamente rápido.

Al momento del cálculo de la tensión desviante de falla, tenemos que considerar que el ensayo se ejecuta en condición de drenaje impedido, por lo que si la probeta está saturada, durante el ensayo experimentará un cambio de forma, pero no cambiará su volumen inicial (V_0) con lo cuál habrá que calcular el área corregida (A_c) para cada deformación (ΔH) de la misma como se muestra en la figura 3.27.

Operando de esta forma con tres o más probetas representativas del suelo investigado a las que aplicamos presiones de confinamiento distintas (σ_3) podemos determinar, en la rotura, la tensión desviante máxima ($\sigma_1 - \sigma_3$) para cada valor de σ_3 , lo cual nos permite trazar

tantos círculos de Mohr como probeta hayamos ensayado, figura 3.28 y a partir de ellos, obtener los parámetros de corte, para condiciones de drenaje impedidos que se identifican como c_u y ϕ_u , donde el subíndice “u” indica la condición de no drenado (undrained).

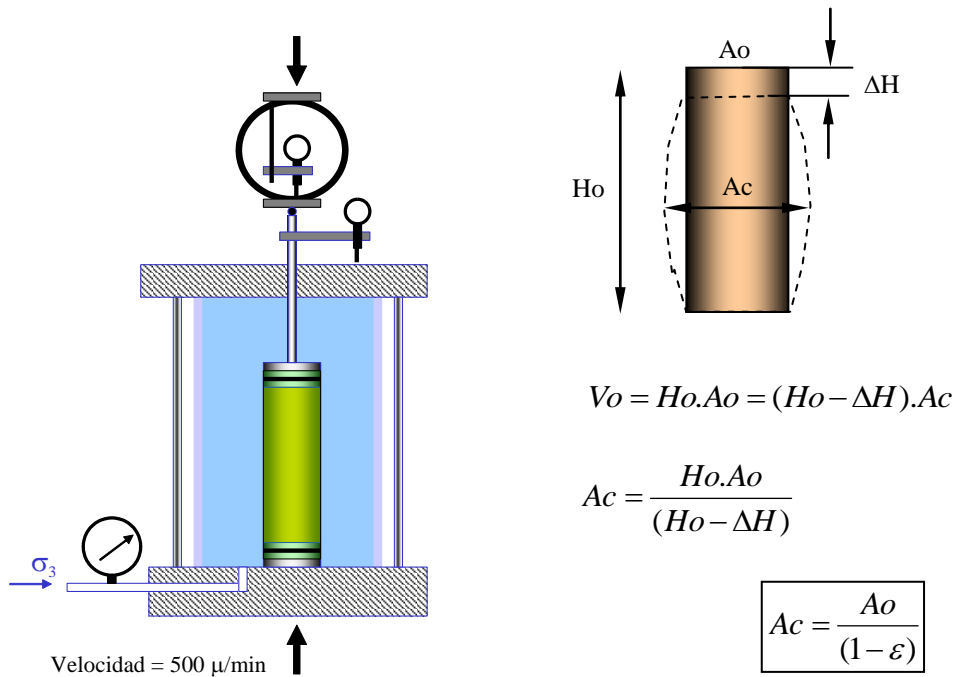


Figura N° 3.27

7.2.4.1.- Ensayos no consolidados no drenados sobre probetas saturadas:

Como se mencionó anteriormente, estos ensayos miden la rotura en términos de presiones totales

$$\sigma_{total} = \sigma' + u$$

En los casos en que tengamos probetas de suelos arcillosos y que se encuentren saturadas, al aplicar la tensión de confinamiento toda ésta presión la toma el agua de la muestra ya que la misma no tiene la posibilidad de drenar agua de su interior ni de cambiar de volumen. Por lo tanto la estructura sólida no modifica su estado tensional al nivel de las presiones efectivas y los parámetros de corte en rotura son los mismos que los de una compresión simple. En resumen, en estos casos, los parámetros de corte no aumentan con los distintos valores de σ_3 que le damos a la cámara triaxial y el valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ se mantiene constante con lo que los diámetros de los círculos son todos iguales y por lo tanto $\phi_u = 0$ figura 3.29.

Ello se debe a que cuando la probeta está totalmente saturada y se le aplica una tensión de confinamiento σ_3 , la misma es transmitida en forma total al agua que llena sus poros, por lo tanto en el interior de la probeta tendremos una presión neutra $u = \sigma_3$ o sea que σ_3 no produce un incremento de la tensión efectiva.

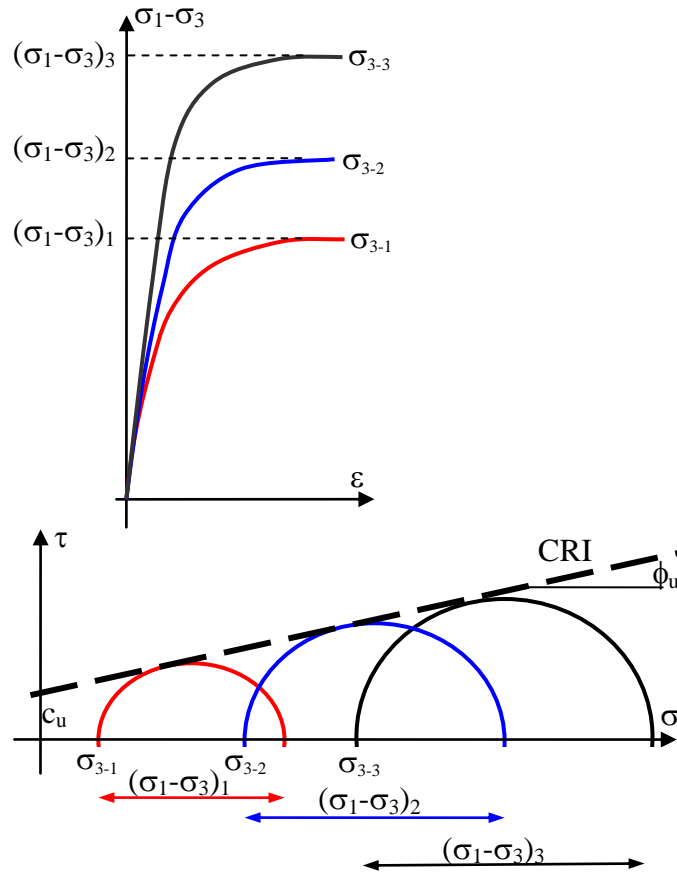


Figura N° 3.28: Representación de un ensayo triaxial rápido “Q”

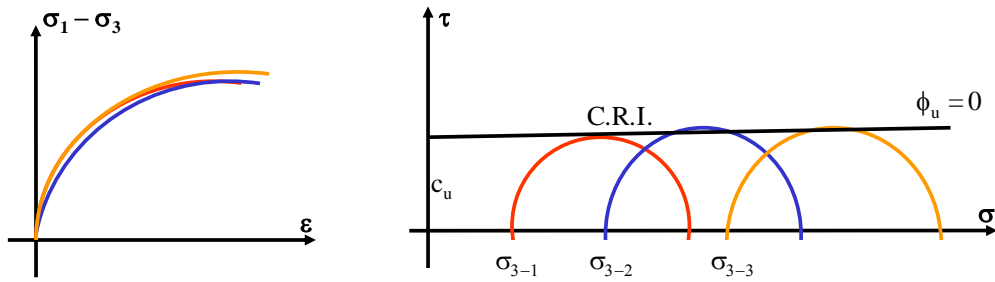


Figura N° 3.29: Ensayo triaxial “Q” sobre una probeta saturada

Esto equivale a decir que la componente friccional efectiva de la ecuación de Coulomb, tiene una de sus componentes nulas.

$$\sigma_n' = \sigma_3 - u = 0$$

Por lo tanto no hay fuerza de fricción, y la única componente distinta de cero es la debida a la cohesión con lo que la ecuación de Coulomb queda reducida a:

$$\frac{F_n}{A} = \tau = c + \sigma_n \cdot \text{tg } \phi$$

$$\tau = c_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$$

Esto ocurre como es obvio, para cualquier valor de la presión σ_3 , ya que el valor de la tensión desviante de rotura ($\sigma_1 - \sigma_3$) es independiente de la tensión confinante aplicada.

Para los casos en que se ensayan probetas no saturadas, al aplicar la tensión de confinamiento σ_3 , la misma se transfiere a través de la vaina de goma a la estructura sólida del suelo, la que comprime al aire que tiene en su interior y logra un mayor contacto entre los granos de su estructura (hay más contactos entre las partículas) y por lo tanto a medida que aumentamos σ_3 necesitamos mayor carga axial para romper la probeta, es decir aumenta al diámetro de los círculos de Mohr y con ello la pendiente de la C.R.I. lo que equivale a que tendremos un valor de $\phi_u > 0$, figura 3.30.

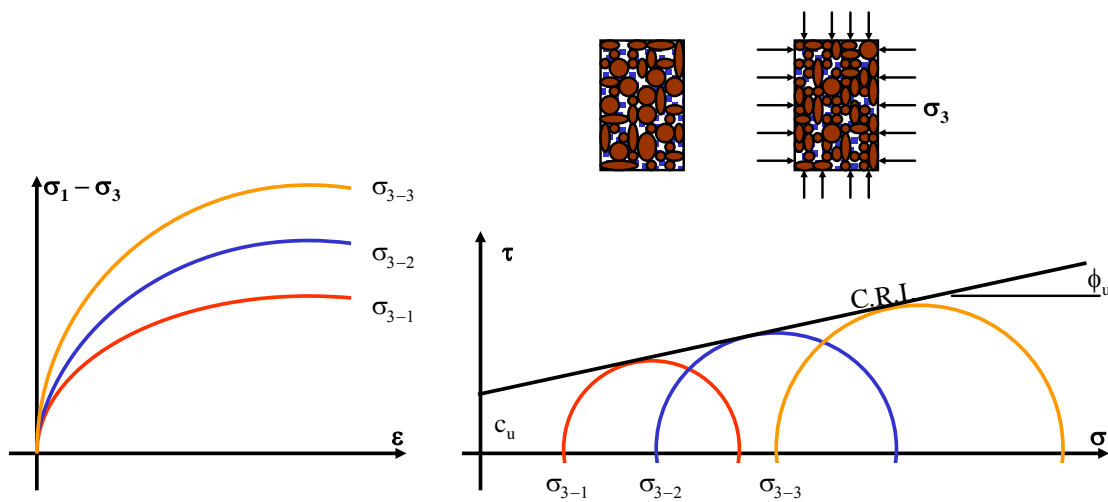


Figura N° 3.30: Ensayo triaxial “Q” sobre una muestra no saturada

En los suelos con humedad elevada, pero que no alcanzan el 100% de saturación, por efecto de la presión de confinamiento, la probeta se achica a costa de la compresión de las burbujas de aire y para un cierto valor elevado de σ_3 , las burbujas de aire se han comprimido tanto que un gran porcentaje del aire que las conforma, se ha disuelto en la masa de agua, por lo que la probeta se comportará como una muestra saturada, con lo cual el ángulo de fricción interna comienza a disminuir a medida que aumentamos σ_3 y llegará un momento en que la probeta estará saturada y $\phi_u = 0$, figura 3.31.

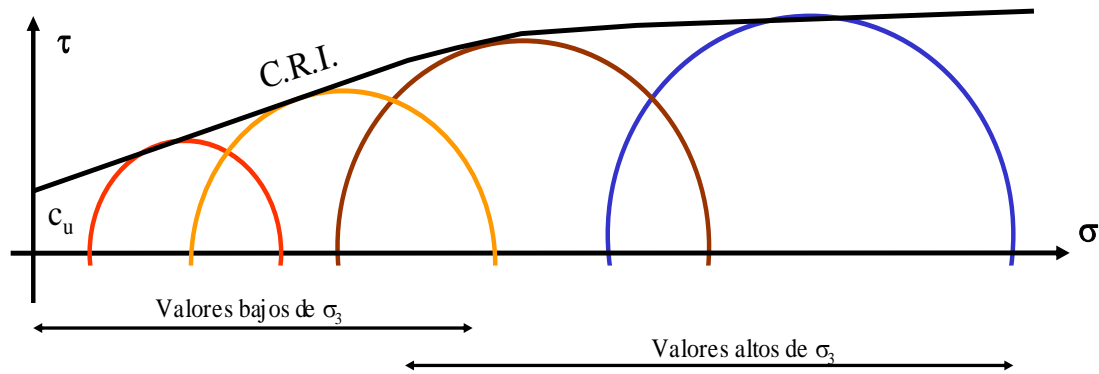


Figura N° 3.31: Ensayo triaxial “Q” sobre una muestra no saturada a presiones de confinamiento elevadas

Para la ejecución de este ensayo utilizamos una plantilla como la que se detalla a continuación donde se trabaja con un área corregida ya que cuando aplicamos la tensión desviante ($\sigma_1 - \sigma_3$) la probeta cambia de forma pero no de volumen, siempre y cuando esté saturada, por lo tanto es lógico utilizar la sección media calculada como se explicó en la figura 3.27, donde “Ac” es el **área corregida**:

$$Ac = \frac{Ao}{1 - \frac{\Delta H}{Ho}}$$

Ao (cm ²) =		Wh (gr) =		γd (gr/cm ³) =			
Ho (cm) =		ωi (%) =		ωf (%) =			
Vo (cm ³) =		γh (gr/cm ³) =		Constante del aro K (kg/div) =			
Tensión de conf. σ ₃	Dial de deform.	Dial de carga	Deform. ΔH	Deform. específica ε	Area corregida Ac	Carga aplicada Q	Tensión desviante (σ ₁ -σ ₃)
1	2	3	4	5 = 4/Ho	6 = Ao/(1-5)	7 = 3 x K	8 = 7/6

Dial de deformación: 1 div = 0,01 mm

7.2.5.- Ensayo triaxial, consolidado, drenado, Lentos “S”

En este tipo de ensayo triaxial, en ambas etapas del mismo, se permite el drenaje del agua de poros de la probeta, por lo que la velocidad de ejecución que se puede adoptar es siempre directamente proporcional a la permeabilidad del suelo ensayado, ya que tenemos que garantizar durante todo el tiempo que dura el ensayo que la presión neutra en la muestra es prácticamente nula. Es por este motivo que estos ensayos demandan mucho tiempo para su ejecución, de ahí su nombre, lento y la letra “S” que los identifica, que deriva del inglés “Slow”, figura 3.32.

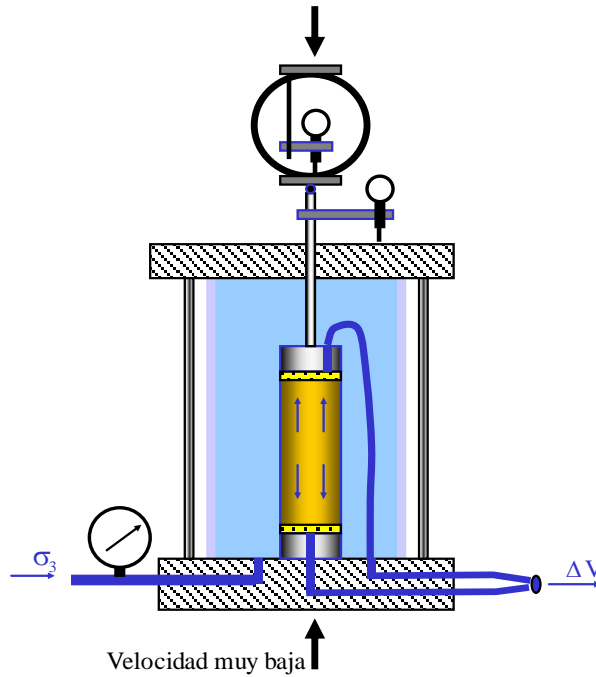


Figura N° 3.32: Drenaje del agua en un ensayo drenado

Para la ejecución del ensayo triaxial “S” la probeta deberá montarse en la cámara triaxial utilizando los cabezales, superior e inferior permeables. Una vez armada la cámara debemos saturar la probeta, para lo cual conectamos al cabezal inferior a un depósito de agua destilada desaireada para que por gravedad, percole a través de la muestra y la sature, para que ello ocurra, debemos dejar abierta la llave que conecta el cabezal superior de manera que a través de ella pueda salir el aire que es desplazado del interior de la probeta por el agua que ingresa, figura 3.33.

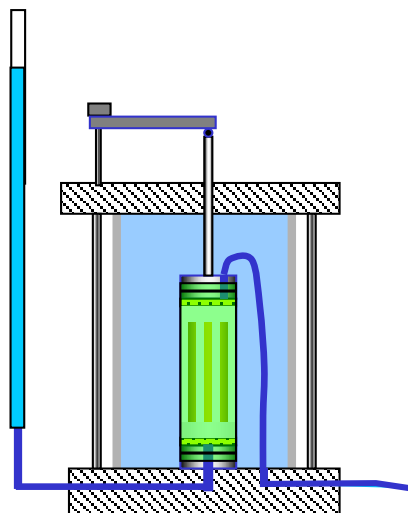


Figura N° 3.33: Saturación por percolación de una probeta

En los casos en que la probeta está conformada por suelos finos con una cohesión aparente pequeña, este procedimiento de trabajo puede destruirla y por lo tanto se puede romper la

estructura original de la muestra. Para evitar esto es conveniente dar una pequeña presión de confinamiento a la cámara antes de permitir el pasaje de agua, es común que este valor de $\Delta\sigma_3$ se ubique en el entorno de los $0,200 \text{ kg/cm}^2$ a $0,250 \text{ kg/cm}^2$.

7.2.5.1.- Saturación por contrapresión

El sistema de saturación por percolación es muy rápido y útil en los suelos en los que los valores de permeabilidad son elevados, pero su eficiencia es nula en los suelo de baja permeabilidad. Para estos casos el método de saturación que más se utiliza es el de saturación por contrapresión, que consiste básicamente en aumentar en forma gradual y mediante escalones, la presión del agua intersticial habiendo incrementado previamente y en la misma magnitud, más una pequeña diferencia, la presión de confinamiento σ_3 de la cámara.

De este modo el volumen de las burbujas de aire disminuyen de acuerdo a la ley de Boyle-Mariotte y además la cantidad de aire que se puede disolver en el agua aumenta siguiendo la ley de Henry, con lo cual llegará un momento en que todas las burbujas de aire se disolverán en el agua de poros y tendremos a la probeta totalmente saturada. El nombre de contrapresión nos está indicando que se trata básicamente de una presión en contra de la presión que se genera en el agua intersticial de la probeta. La aplicación de esta “contrapresión” se hace en escalones pequeños, del **orden de los $0,20 \text{ kg/cm}^2$** . Se aplica un escalón en $\Delta\sigma_3$ y simultáneamente otro en Δu , con un desfase de algunos gr/cm^2 en menos en Δu para no romper la probeta por exceso de presión neutra. Esto se continúa hasta llegar a la presión de cálculo que veremos como se obtiene en el siguiente punto.

Para aplicar la contrapresión utilizaremos el esquema didáctico que se presenta en la figura 3.34. En ella tenemos del lado derecho de la cámara triaxial una cámara hermética donde coexisten tres líquidos; agua destilada - querosén – agua, y que llamaremos indicador de cambio de volumen. En el interior del indicador de cambio de volumen, tenemos una pipeta graduada que tienen abierta la parte superior por donde ingresa el querosén y marca una superficie de contacto con el agua destilada que ocupa la parte inferior de la pipeta y que está en contacto con el agua de poros de la probeta a ensayar, de manera que si se produce un cambio de volumen en el agua de la probeta, el mismo se podrá medir en la pipeta graduada.

Mediante el émbolo a tornillo que se muestra, podemos inyectar presión al agua del interior del Indicador de cambio de volumen y lograr que todo el sistema incremente la presión Δu que medimos en el manómetro de la derecha. Quiere decir que si incrementamos la presión en la cámara triaxial en un valor $\Delta\sigma_3$ medida en el manómetro de la izquierda y al mismo tiempo accionamos el émbolo de la derecha para incrementar la presión en el indicador de cambio de volumen, se incrementará la presión de agua de poros de la probeta y podremos observar en la pipeta graduada la cantidad de agua que ingresa a la probeta para lograr el incremento de presión de poros de Δu .

Operando en escalones, irá ingresando agua destilada desde la pipeta del indicador de cambio de volumen, hacia la probeta hasta que el volumen de agua disuelta “Vwd” iguale al volumen de aire “Va” de la misma y lograr así la saturación de la probeta.

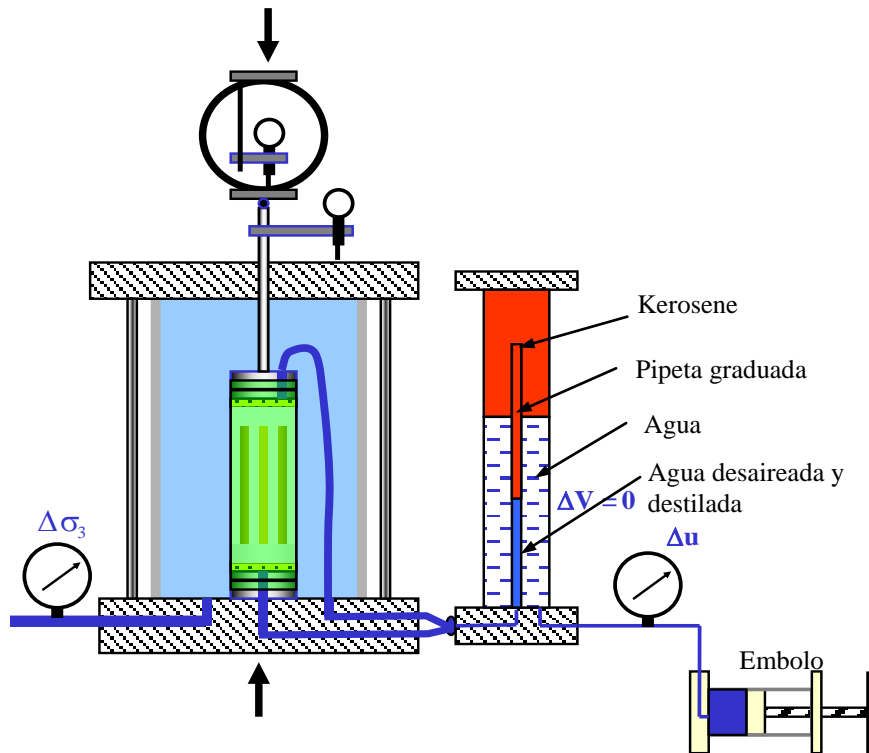


Figura N° 3.34: Esquema de un medidor de cambio de volumen de una probeta sometida a una consolidación isotrópica o a un ensayo triaxial drenado

7.2.5.2.- Cálculo de la presión de contrapresión

Como hemos dicho la presión de contrapresión es la presión que necesitamos aplicar a una muestra de suelos parcialmente saturada para alcanzar el 100% de saturación.

Para ello aplicamos los conceptos de la Ley de Henry que expresa:

El volumen de aire disuelto “Vad”, en un volumen de agua “Vw”, depende de la presión “p” y de la temperatura “T” del sistema.

$$V_{ad} = H \cdot \frac{P}{P_a} \cdot V_w$$

Donde Pa es la presión atmosférica y la constante “H” es una función de la temperatura y toma los siguientes valores:

T (°C)	0	5	10	15	20	25
H	0.0288	0.0260	0.0235	0.0216	0.0201	0.0188

Si tenemos un volumen unitario que representa una probeta de suelo, parcialmente saturada, como el que se muestra en la figura 3.35

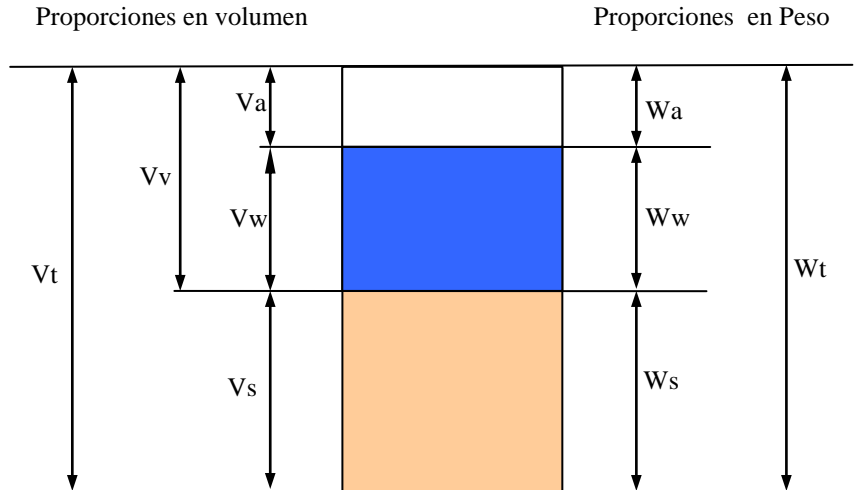


Figura N° 3.35

Podemos ver en este esquema, que tenemos un volumen de agua “Vw” y un volumen de vacíos “Vv” y que para lograr alcanzar el 100 de saturación, necesitamos aumentar la presión del agua de poros de tal manera que el volumen de aire disuelto en el agua que tiene la probeta y el volumen que inyectaremos para aumentar la presión de poros, coincida con el volumen de aire “Va” que tiene la probeta.

Con este razonamiento podemos calcular el valor de la presión de contrapresión a aplicar para saturar una probeta

$$Va = Vv - Vw = Vad = H \cdot \frac{P}{Pa} \cdot Vw$$

$$\frac{Vv}{Vw} - 1 = H \cdot \frac{P}{Pa}$$

Si llamamos con “S” al grado de saturación que tiene la probeta $S = \frac{Vw}{Vv}$

$$H \frac{P}{Pa} = \frac{(1 - S)}{S} \qquad P = \frac{Pa \cdot (1 - S)}{H \cdot S}$$

Por lo tanto si tenemos por ejemplo una probeta de suelos en una cámara triaxial a una temperatura de 20°C (H = 0,0201) tendremos que aplicar una presión de contrapresión de los siguientes rangos en función del grado de saturación que tenga la muestra.

S (%)	80	85	90	95	98
P (Kg/cm²)	12,500	8,823	5,555	2,631	1,020

A continuación y mediante el esquema de la figura 3.36 explicaremos como se procede en el laboratorio para saturar una probeta por contrapresión. Para ello repasemos la

explicación del aparato (4), el mismo consta de una pipeta graduada con su extremo superior abierto y sumergida en un medio compuesto por dos líquidos de distintos colores y que no se mezclan entre sí, como ser kerosene (en la parte superior) y agua destilada (en la inferior). Todo esto está dentro de un tubo cilíndrico de acrílico transparente que tiene tapas herméticas en su parte superior e inferior.

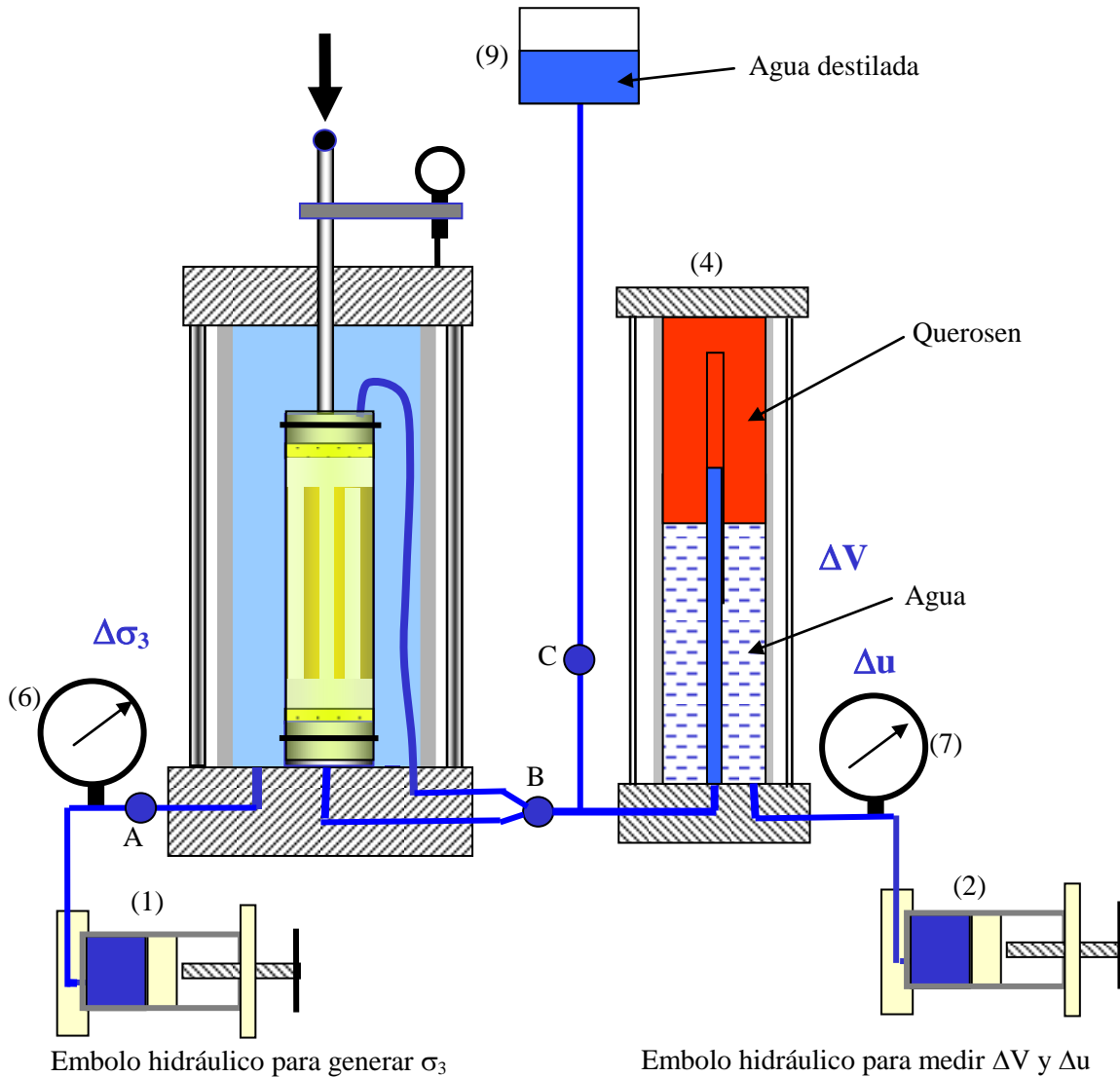


Figura N° 3.36

Si con el pistón roscado (2) provocamos una succión, se producirá un vacío en el interior de la pipeta, si tenemos cerrada la llave "B" y abierta la "C" permitimos que el agua destilada desaireada del depósito (9) ingrese a la pipeta graduada y desplace al kerosene hacia arriba en el interior de la misma.

Estamos ahora en condiciones de comenzar a explicar la saturación por contrapresión, comenzamos por construir un gráfico semilogarítmico como el de la figura 3.37 donde en las ordenadas representamos la graduación de la pipeta (4) y en abscisas el tiempo en escala logarítmica. Posteriormente cerramos la llave "C" y abrimos las llaves "A" y "B" y mediante los pistones roscados (1) y (2) comenzamos a incrementar las presiones σ_3 y Δu al mismo tiempo que ponemos en funcionamiento un cronómetro para medir los tiempos.

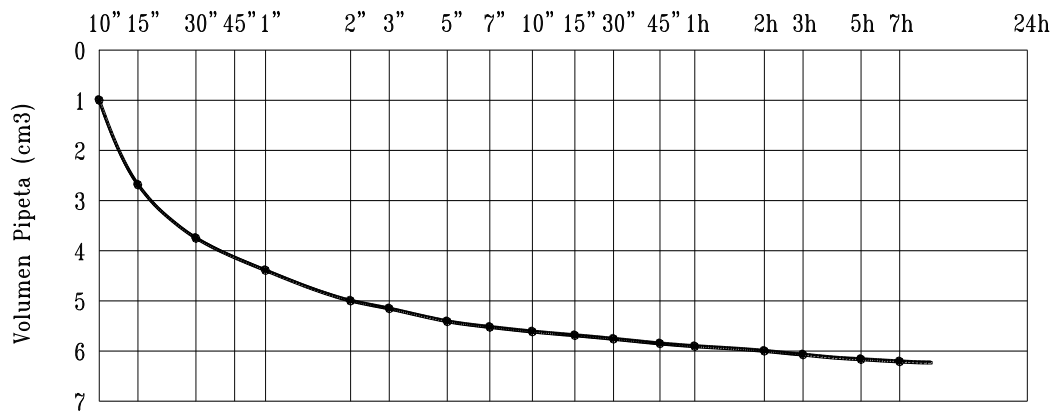


Figura N° 3.37

El incremento de presión deberá hacerse en forma muy suave tratando siempre que el manómetro (6) tenga una **diferencia en más**, con respecto al (7) de aproximadamente 0,10 kg/cm². Ello se hace para evitar que la probeta estalle por un aumento excesivo de la presión neutra **u**. Procediendo de esta forma y haciendo escalones cada 0,5 kg/cm² donde dejamos que el ingreso de agua a la probeta disminuya de velocidad podemos llevar al sistema a una presión de contrapresión que hayamos calculado como necesaria para saturar a la probeta en función de su grado de saturación y de la temperatura. Si este valor es por ejemplo de 6,00 kg/cm², el manómetro (6) marcará 6,10 kg/cm² y el (7) 6,00 kg/cm². Estas presiones de contrapresión las mantendremos durante el tiempo necesario para que el ingreso de agua a la probeta se detenga y la curva dibujada en el gráfico de la figura 3.37 se haga horizontal.

7.2.5.2.- Verificación de la saturación de la probeta

En todos los casos que se ejecutan ensayos triaxiales drenados “S”, las probetas a ensayar tienen que estar saturadas, por lo tanto antes de comenzar el ensayo triaxial “S” debemos verificar esta situación. Para ello debemos medir el coeficiente “B” de Skempton que consiste en lo siguiente:

Incrementamos la presión de confinamiento σ_3 en la cámara, en un valor por ejemplo de:

$$\Delta\sigma_3 = 1 \frac{kg}{cm^2} .$$

Este incremento en la tensión confinante se traduce en un aumento de la presión neutra de la probeta que hará que el agua intersticial trate de escapar a través de la llave B, (figura 3.36) e ingresará al medidor de cambio de volumen (4) por el extremo inferior de la pipeta graduada, desplazando hacia arriba al querosén en el interior de la misma.

Como no queremos que le pipeta cambie de volumen o que pierda agua, manipulamos el pistón (2) y generamos un incremento de la presión neutra Δu que medimos en el

CAPITULO 3

manómetro (7) de tal forma que el nivel original del querosén dentro de la pipeta se mantenga constante.

Esta operación la mantenemos en el tiempo hasta que el nivel del querosén en el interior de la pipeta permanezca fijo.

Tenemos entonces en el manómetro (6) una presión de $1,0 \text{ kg/cm}^2$ y en el manómetro (7) un incremento Δu

El cociente de estas dos presiones es el coeficiente “B” de “Skempton”.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$$

Cuando $B = 1$ se tiene que todo el incremento de la presión confinante ha sido tomado por el agua intersticial, cosa que únicamente puede ocurrir cuando la probeta está saturada. En esta hipótesis la única posibilidad es que al efectuar la medición tengamos $\Delta u = \Delta \sigma_3$.

Cuando $B < 1$ quiere decir que el incremento $\Delta \sigma_3$ es tomado en parte por el agua que genera un $\Delta u < \Delta \sigma_3$ y en otra como presión efectiva entre los granos del suelo, a costa de la compresión de las burbujas de aire, por lo tanto el suelo no se encuentra totalmente saturado.

7.2.5.3.- Inicio del ensayo

Una vez que la comprobación efectuada nos indica que la probeta está saturada, podemos comenzar la primera etapa de nuestro ensayo triaxial “S”. Como mencionamos antes, en esta etapa aplicamos la tensión confinante σ_3 permitiendo el drenaje de la probeta hasta alcanzar el 100 % de consolidación. Para ello debemos tener en cuenta que nuestro ensayo no tiene ya, a la presión atmosférica como presión de referencia, sino que la presión de referencia será ahora la presión de contrapresión que aplicamos para saturar a la probeta.

Supongamos como ejemplo que la presión de contrapresión aplicada sea de 6 kg/cm^2 , por lo tanto al aplicar σ_3 cerramos la llave “B”, abrimos la llave “A” e incrementamos la presión de la cámara mediante el émbolo (1) hasta medir en el manómetro (6) el valor de $\sigma_3 + 6 \text{ kg/cm}^2$.

A continuación abrimos la llave “B” al mismo tiempo que ponemos en funcionamiento un cronómetro para medir el tiempo y medimos en la pipeta (4), el volumen de agua que expulsa la probeta al consolidarse bajo la presión hidrostática σ_3 , como se muestra en la figura 3.39, manteniendo en el manómetro (7) la presión de contrapresión constante de 6 kg/cm^2 , mediante el accionamiento constante del pistón (2).

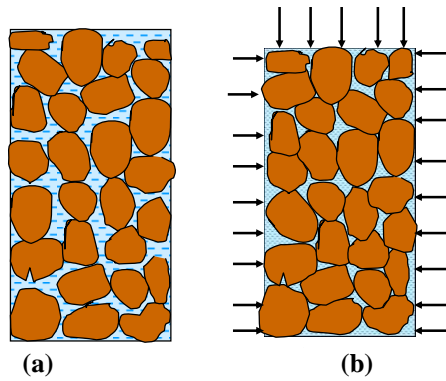


Figura N° 3.38: a) Suelo normalmente consolidado b) Suelo hidrostáticamente consolidado

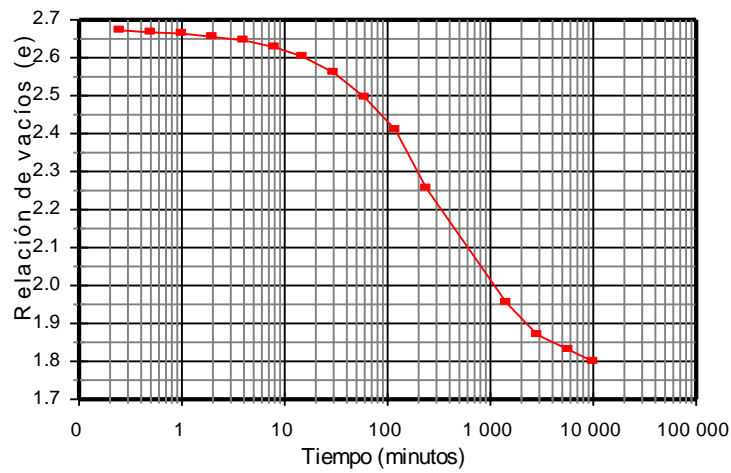


Figura N° 3.39: Curva de consolidación hidrostática de un suelo arcilloso normalmente consolidado

Cuando en la curva de la figura 3.39 vemos que hemos alcanzado el 100 % de consolidación de la probeta podemos pasar a la segunda etapa de este ensayo.

La segunda etapa del ensayo triaxial “S” consiste en la aplicación de la tensión desviante ($\sigma_1 - \sigma_3$) en forma lenta, a la vez que permitimos el drenaje de agua del interior de la probeta que monitoreamos a través de la pipeta graduada del medidor de cambio de volumen (4). El éxito de este ensayo radica en que podamos asegurar que durante todo el desarrollo del ensayo las presiones neutras se disipen (que se mantengan en un valor cercano a $u = 0$) y que todas las tensiones que medimos sean tensiones efectivas.

Durante esta etapa del ensayo anotaremos tres lecturas simultáneas, que son:

1. La deformación del aro dinamométrico para obtener la carga aplicada
2. La deformación de la probeta
3. El volumen de agua que se expulsa o que ingresa a la probeta

Esto nos permite confeccionar la planilla que se detalla y a partir de ella construir las curvas de la figura 3.39

CAPITULO 3

Tenemos que destacar en este punto que el volumen “Vo” que se utiliza en el cálculo, lo mismo que la altura “Ho”, corresponden a los valores que tiene la probeta luego de haberse consolidado isotrópicamente bajo la presión σ_3 , para lo cual durante este proceso debemos medir el cambio de altura que experimenta la probeta y obviamente el cambio de volumen.

Como conocemos el cambio de volumen que experimentó en la consolidación pues medimos ΔV , podemos calcular el valor del área “Ao” haciendo:

$$V_i - \Delta V = A_o \cdot H_o$$

Donde $H_o = H_i - \Delta H$ con lo cual:

$$A_o = \frac{V_i - \Delta V}{H_o} = \frac{V_o}{H_o}$$

Cuando comenzamos la segunda etapa, cambia en forma simultánea el volumen y la altura de la probeta, por lo tanto cambiará también la sección media de la misma (A_c) y en un instante cualquiera de esta etapa tendremos:

$$A_c \cdot (H_o - \Delta H) = V_o - \Delta V$$

Con lo cual:

$$A_c = \frac{V_o - \Delta V}{H_o - \Delta H}$$

Tensión de conf. σ_3	Dial de deform.	Dial de carga	Deform. ΔH	Volumen drenado ΔV	$\Delta V/V_o$	Deform. específica ϵ	Area corregida A_c	Carga aplicada Q	Tensión desviante $(\sigma_1 - \sigma_3)$
1	2	3	4	5	6=5/Vo	7=4/Ho	8= Vo-5/(Ho-4)	9 = 3 x K	10 = 9/8

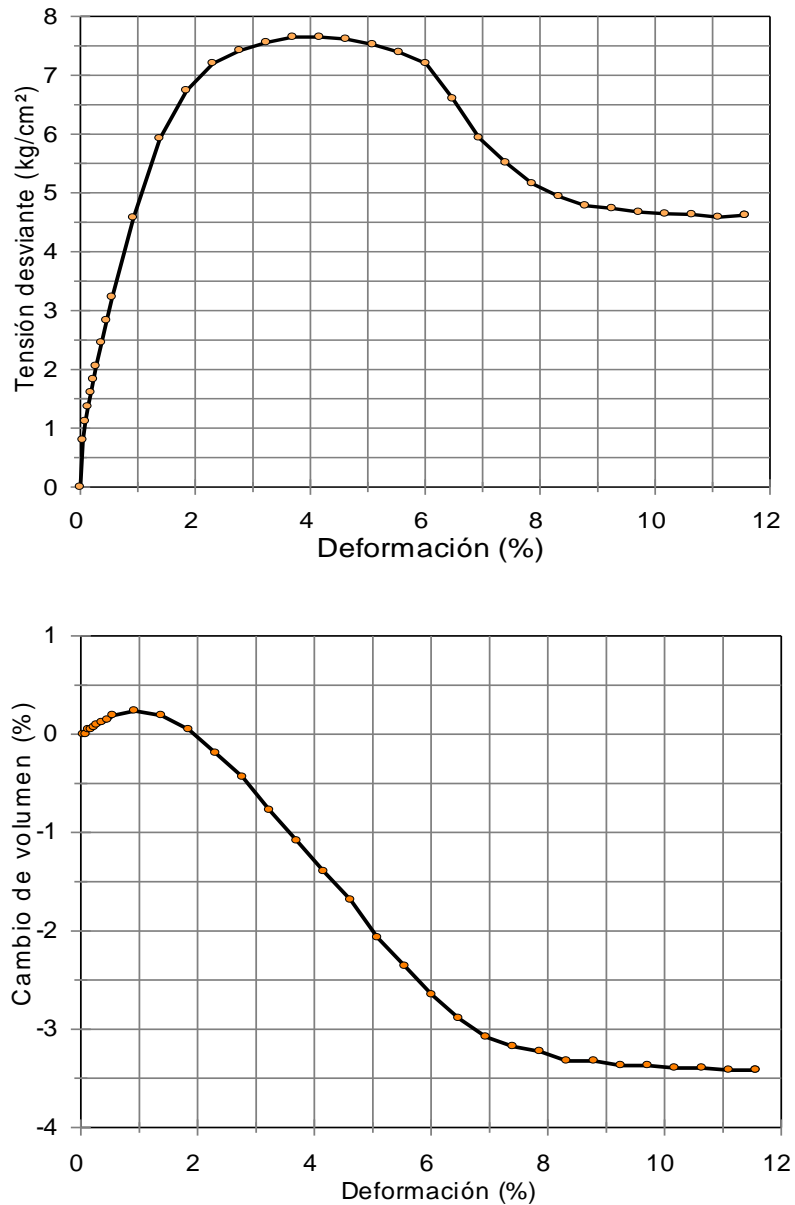


Figura N° 3.40: Ensayo triaxial drenada sobre una muestra de arena de la Fm. Puelche

Hemos mencionado en párrafos anteriores, que la velocidad del ensayo debía ser lo suficientemente pequeña como para que las presiones intersticiales se disipen totalmente, esto en sí, es imposible pues en ese caso la velocidad sería nula. La adopción de la velocidad de ensayo, para la ejecución del triaxial “S”, depende fundamentalmente del tipo de suelo y de las condiciones de drenaje que se adopten en el ensayo, y generalmente es fijada por un laboratorista con muchos años de experiencia en este tipo de ensayos. Antes de continuar con este tema hagamos un paréntesis para explicar las posibilidades de drenaje de una probeta en un ensayo triaxial.

Lógicamente los ensayos triaxiales son ensayos caros, donde el tiempo que demanda su ejecución interviene en forma muy importante en su valoración monetaria. Es por esto que las técnicas de ensayos han ideado formas de acelerar los tiempos de ejecución de los mismos, sin modificar los resultados finales. A este efecto, en los ensayos que se realicen

CAPITULO 3

con muestras de suelos de muy baja permeabilidad, las probetas se drenan por ambos cabezales, el superior, el inferior, y también por el área lateral de la misma. Para esta última opción se coloca alrededor de la probeta un papel de filtro recortado como el que se muestra en las figuras 3.41 y 3.42.



Figura N° 3.41: Probeta de arcilla con drenaje lateral construido con papel de filtro

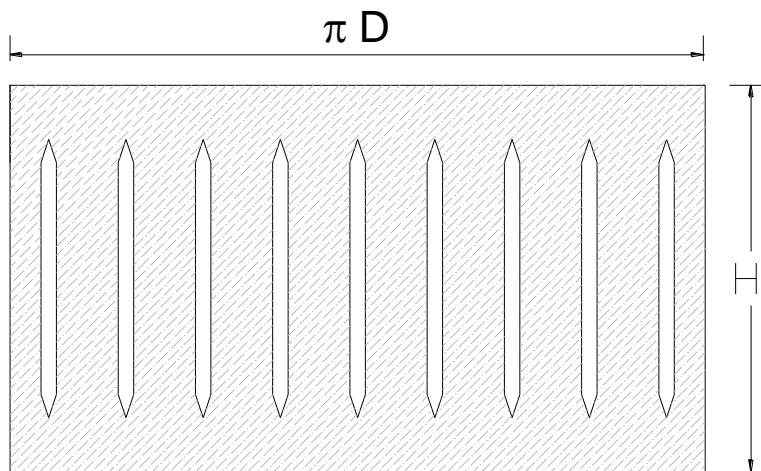


Figura N° 3.42: Recorte del papel de filtro para el drenaje lateral de la probeta

Nótense los cortes longitudinales que se le hace al papel de filtro, a los efectos de lograr disminuir la resistencia radial que el mismo podría agregar a la probeta. De esta forma una partícula de agua que se encuentre dentro de la probeta sometida a un gradiente hidráulico, generado por las tensiones aplicada a la probeta, tenderá a escurrir hacia las caras laterales de la misma, donde es captada por el papel de filtro que envuelve a la muestra y desde allí se dirigirá al cabezal más cercano, (inferior o superior) logrando así acelerar los tiempos de disipación de las presiones neutras y con ello los tiempos de ejecución del ensayo.

CAPITULO 3

Para poder estimar estos tiempos, o mejor dicho, para calcular las velocidades máximas que debemos respetar para la ejecución de los ensayos, existen algunos métodos sencillos, como por ejemplo el de “Bishop y Henkel” en el que aconsejan calcular el tiempo mínimo en el que podemos alcanzar la rotura de la probeta “tiempo final t_f ” con la siguiente expresión:

$$t_f = \frac{X \cdot t_{100}}{1 - U}$$

Donde X es una constante que depende de las condiciones de drenaje que tenga la probeta.

Condiciones de Drenaje	Valores de X
Por ambos cabezales	0,424
Por un cabezal y por la sup. lateral	0,721
Por ambos cabezales y la sup. lateral	0,788

Y en el que el valor de t_{100} se obtiene a partir del gráfico de la figura 3.43

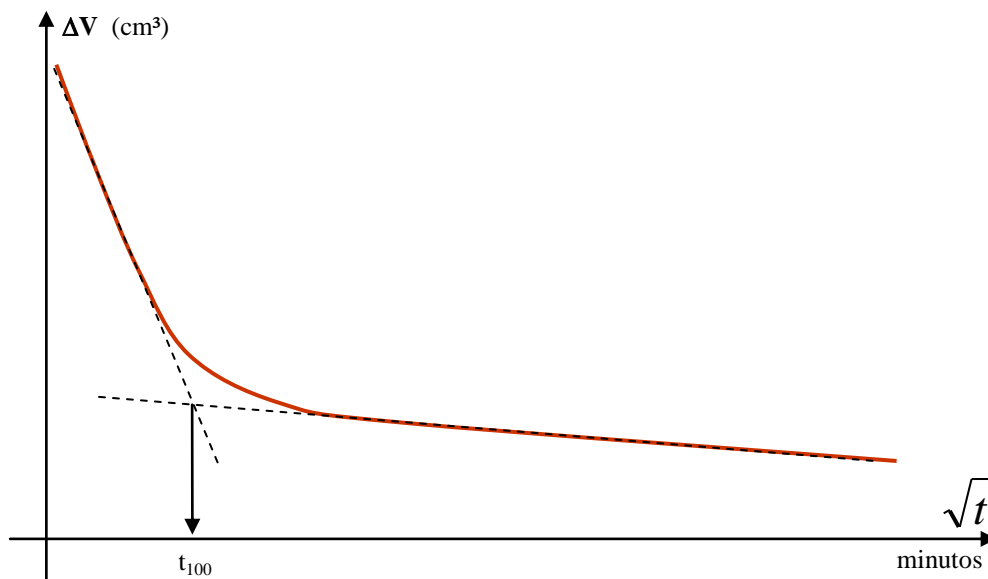


Figura N° 3.43: Obtención del t_{100} a partir de los resultados de la consolidación isotrópica de la probeta, obtenidos en la primera etapa del ensayo

Donde representamos la raíz cuadrada de los tiempos en abscisas y en ordenadas las lecturas de la pipeta (4) figura 3.36, obtenidas en la primera etapa del ensayo (consolidación isotrópica). Trazando tangentes a ambos extremos de la curva así definida obtenemos un punto al que le corresponde un tiempo en abscisas que definimos como t_{100} .

“U” es el grado de disipación de las presiones intersticiales en el interior de la probeta a medida que se consolida y que no podemos tomar igual a 1 ya que le correspondería un

CAPITULO 3

tiempo infinito, pero si podemos tomar un valor lógico de $U = 0,95$. Conociendo el valor de t_f y estimando la deformación que alcanzará la probeta en la rotura podemos calcular la velocidad máxima que deberá tener el marco de carga para que se cumplan las hipótesis de partida. Si luego, la deformación de la probeta al alcanzar la rotura es menor que la supuesta, deberá desecharse esta probeta y ajustar el cálculo para las siguientes.

Vemos un ejemplo sencillo: Supongamos que tenemos una probeta de 10 cm de altura a la que hemos envuelto en forma cilíndrica con papel de filtro y la hemos montado a la cámara triaxial con los dos cabezales drenantes, de la tabla anterior tenemos que $X = 0,788$. Del gráfico $V = f(\sqrt{t})$ obtenemos que $t_{100} = 20'$ y además por experiencia, estimamos que la deformación en rotura será de $\varepsilon = 4\%$. Con estos datos podemos calcular:

$$tf = \frac{0,788 \cdot 20'}{1 - 0,95} = 315'$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta H \cdot 100}{H} \therefore \Delta H = \frac{\varepsilon \cdot H}{100} = \frac{4\% \cdot 10\text{cm}}{100}$$

$$\Delta H = 0,40\text{cm} = 4000\text{micrones}$$

La velocidad máxima de aplicación de la carga será entonces:

$$V_{\text{máx}} = \frac{\Delta H}{tf} = \frac{4000\mu}{315'} = 12,7\mu / \text{min}$$

Luego de haber ensayado tres o más probetas en las mismas condiciones cada una con una tensión confinante distinta podremos representar los círculos máximos de Mohr en términos de presiones efectivas y obtener así los parámetros de corte c' y ϕ' efectivos. Figura 3.44.

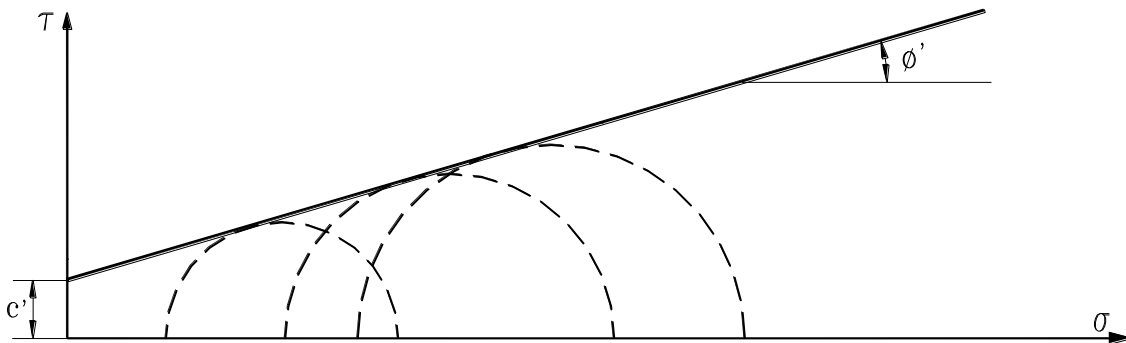


Figura N° 3.44: Representación de los resultados de un ensayo triaxial drenado

Por último debemos destacar que los resultado del ensayo triaxial drenado “S” son de aplicación, para las obras en las que la transferencia de cargas al suelo se produce en un

tiempo generalmente grande, compatible con la velocidad de disipación de presiones neutras que dicho suelo, por sus condiciones de drenaje posea. Es decir que cuando queremos calcular alguna fundación directa o indirecta de un edificio o de un puente, sobre un manto de suelo granular de alta permeabilidad, utilizaremos en el cálculo los parámetros c' y ϕ' ya que la disipación de presiones neutras en estos estratos, si están saturados, será total cuando se termine de construir la obra y se le apliquen las cargas de servicio

7.2.6. Ensayo triaxial, consolidado, no drenado. “R”

Este tipo de ensayo es una composición de los dos ensayos que estudiamos anteriormente ya que en la primera etapa se permite el drenaje de la muestra en un todo de acuerdo a lo ya explicado para el ensayo “S”. Mientras que en la segunda etapa la rotura se alcanza en forma rápida y sin permitir ningún drenaje de la muestra tal cual se vio en el caso del ensayo “Q”. La identificación de este ensayo triaxial con la letra “R” es simplemente porque en orden alfabético la “R” está ubicada entre la “Q” y la “S” y además debido a que este ensayo es una composición de aquellos dos.

Existe una variante en este tipo de ensayo triaxial, que es el *Ensayo triaxial, consolidado, no drenado, con medición de presiones neutras* y que para diferenciarlo del anterior se lo identifica con la letra “ \bar{R} ”. La variante que ofrece este ensayo “ \bar{R} ” es que, en la segunda etapa del mismo, se mide la presión neutra que se origina en el agua de poros cuando se aplica la tensión desviante. Este hecho nos obliga a ejecutar esta segunda etapa del ensayo con una velocidad de deformación pequeña para permitir que la presión neutra generada por la aplicación de la tensión desviante ($\sigma_1 - \sigma_3$) pueda ser medida correctamente y exista una correspondencia total entre las tensiones ($\sigma_1 - \sigma_3$), las deformaciones (ϵ) y la presión neutra (u) que se miden en forma simultánea.

Si la velocidad de deformación de la probeta no es la correcta, se producirá un desfase entre la carga aplicada ($\sigma_1 - \sigma_3$), la deformación (ϵ) con respecto a la presión neutra (u) que dependerá indudablemente de la permeabilidad del suelo.

Explicaremos a continuación como se ejecuta la “**segunda etapa**” del ensayo triaxial \bar{R} , ya que la primera etapa es similar a la explicada para el ensayo triaxial drenado “S”. Para ello utilizaremos el esquema de la figura 3.45. Una vez que la probeta se ha consolidado isotrópicamente bajo la acción de σ_3 , cerramos la llave B y en el manómetro (8) mediante el accionamiento del pistón (3) colocamos la misma presión que teníamos en el (7) que debe coincidir con la presión de contrapresión, que como ejemplo habíamos aplicado para la saturación por contrapresión una presión $P_c = 6 \text{ kg/cm}^2$.

A continuación en el “Indicador de cero” (5), que es una pieza de acrílico transparente que en su parte inferior tiene un tornillo que al ser roscado empuja hacia arriba un pistón que desplaza una pequeña masa de mercurio, que se eleva en dos pequeños conductos inclinados, y que obstruyen el pasaje de agua del pistón (3) hacia la probeta y viceversa.

Para nivelar las dos ramas de mercurio en (5) abrimos la llave E e inmediatamente la cerramos para abrir la llave D, al hacer esto no se deberán producir cambios en las presiones del circuito pues el mismo estaba en equilibrio para la misma presión.

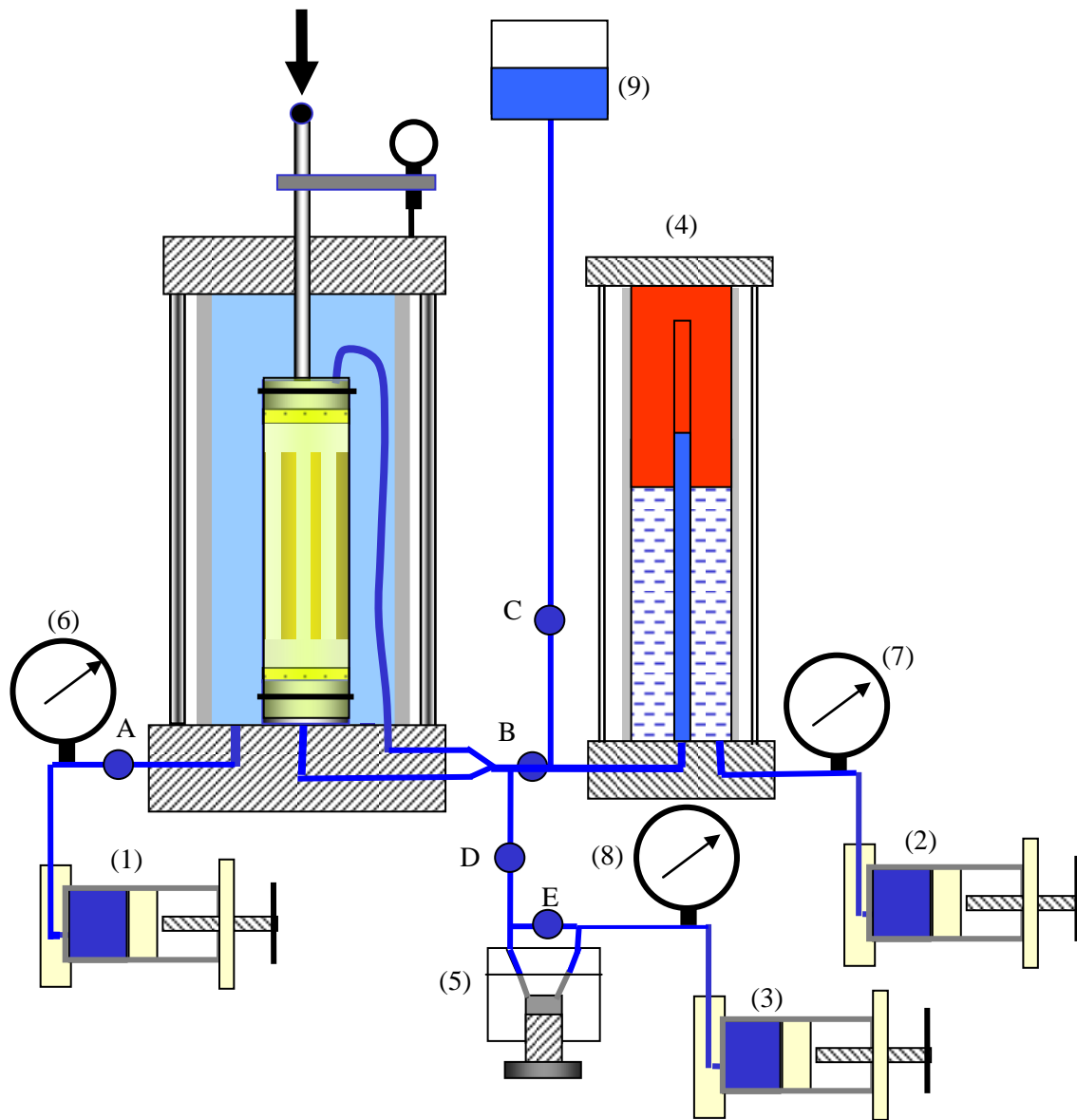


Figura N° 3.45: Esquema utilizado para medir la presión neutra que se desarrolla en el interior de una probeta en el ensayo \bar{R} con indicador de cero de ramas de mercurio

Estamos en condiciones de poner en funcionamiento la prensa con una velocidad de deformación adecuada, con lo cual estaremos aplicando a la probeta la tensión desviante ($\sigma_1 - \sigma_3$). Esta sollicitación generará en el interior de la probeta, **presiones efectivas y presiones neutras**, éstas últimas tratarán de expulsar agua a través de los cabezales drenantes y la misma empujará el mercurio en la rama izquierda del indicador de cero (5) con lo cual ambas, saldrán del nivel horizontal original que está marcado con una línea en ambas caras de (5). Para evitar esto, con un pequeño incremento de presión en la rama de la derecha, podemos lograr que nuevamente ambas ramas de mercurio retomen su posición original, para ello debemos accionar el pistón roscado (3). Este pequeño incremento de presión no es otra cosa que la presión neutra que tiene el agua de poros en el interior de la

probeta y su valor lo obtenemos restándole a la presión que nos marca el manómetro (8) los $6,0 \text{ kg/cm}^2$ que teníamos de contrapresión y que como ya explicamos anteriormente es nuestra nueva presión de referencia. De esta forma y hasta la finalización del ensayo debemos controlar que el indicador de cero (5) mantenga las dos ramas de mercurio niveladas a medida que registramos la presión en el manómetro (8).

En la actualidad, lo que se utiliza para medir la presión neutra de la probeta, es la instalación a la salida de los conductos de drenaje de la misma de un transductor de presión, que es un elemento electrónico que mide la presión neutra sin cambio de volumen, como se muestra en la figura 3.46.

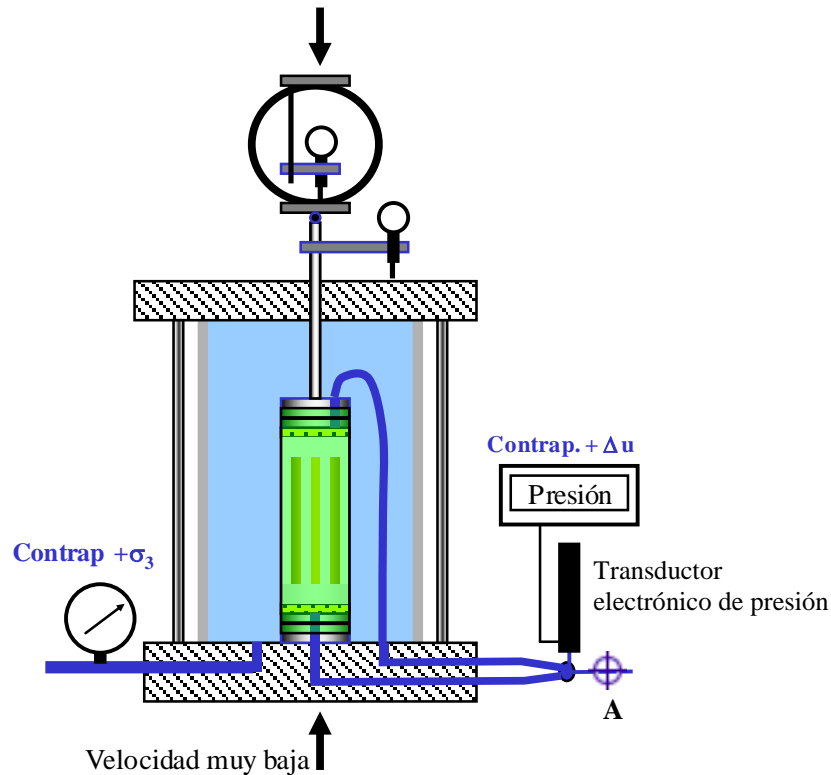


Figura N° 3.46: Esquema utilizado para medir la presión neutra que se desarrolla en el interior de una probeta en el ensayo \bar{R} con transductor electrónico

Repitiendo el ensayo con tres o más probetas a las cuales consolidamos con distintas presiones de confinamiento σ_3 , podremos al final de los mismos representar los resultados mediante los círculos de rotura de Mohr y obtener así los parámetros de corte en términos de presiones totales (c_{cu} ; ϕ_{cu}) Figuras 47 y 48

Como vemos en la figura 3.47 las presiones neutras medidas, pueden tomar valores negativos en algunos casos, dependiendo de la dilatancia del material ensayado. Estas presiones negativas serían muy difíciles de medir si no hubiésemos aplicado contrapresión a nuestra probeta, pues en ese caso las presiones negativas tendrían que medirse a partir de la presión de referencia que sería la presión atmosférica y el agua en tracción puede experimentar cavitación.

Aplicando la contrapresión en cambio nuestra presión de referencia cambia y pasa a ser por ejemplo + 6,000 kg/cm², con lo cual todas las presiones neutras que midamos en el manómetro (8) y que sean inferior a esta presión de referencia serán negativas.

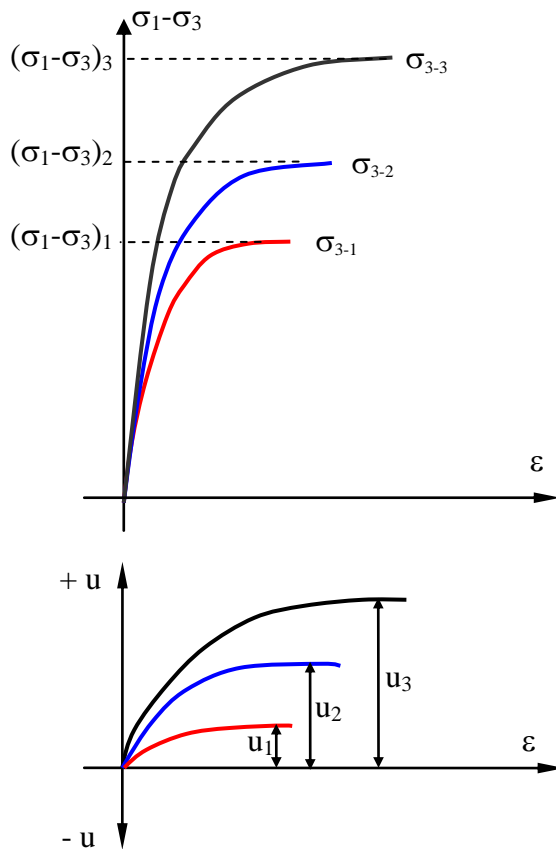


Figura N° 3.47 Valores obtenido de un ensayo triaxial consolidado no drenado con medición de presiones neutras

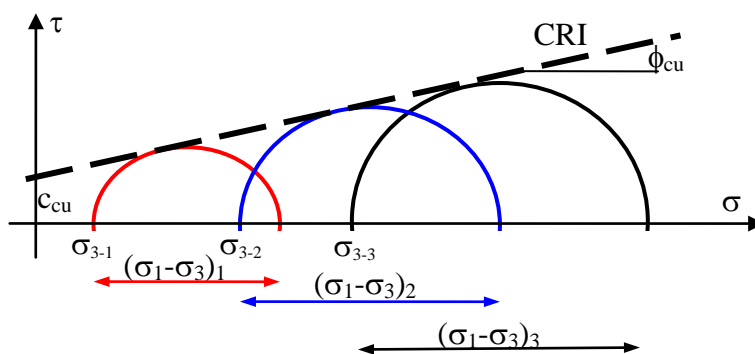


Figura N° 3.48 Representación de la C.R.I. de un ensayo triaxial consolidado no drenado "R"

Esta es la segunda ventaja que nos ofrece la aplicación de la contrapresión en los ensayos triaxiales, ya que nos permite calcular (mediante diferencia) presiones neutras negativas a partir de mediciones positivas. Es por este motivo que en los ensayos \bar{R} que se ejecutan sobre probetas de arena, donde no sería necesaria la contrapresión para obtener una saturación óptima, la misma se aplica siempre.

CAPITULO 3

La medición de la presión neutra en este tipo de ensayo triaxial, juntamente con la tensión desviante en término de presiones totales ($\sigma_1 - \sigma_3$), nos permite calcular la tensión desviante en términos de presiones efectivas ($\sigma_1' - \sigma_3'$) y a partir de ella obtener los parámetros c' y ϕ' al igual que en el ensayo drenado "S". Para ello debemos tener presente que cuando aplicamos en la primera etapa la tensión σ_3 , esta se transforma en una presión efectiva, pues se permite el drenaje de la muestra ($u = 0$). Cuando en la segunda etapa aplicamos la tensión desviante sin drenaje, se genera en la probeta una presión intersticial que actúa en todas direcciones y que por lo tanto se opone a la tensión desviante, ($\sigma_1 - \sigma_3$) como a la tensión confinante σ_3 , que deja de ser una presión efectiva. Esto nos permite dibujar los círculos de Mohr en términos de presiones efectivas, teniendo en cuenta que:

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u$$

Y además:

$$(\sigma_1' - \sigma_3') = (\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)$$

Con lo cual:

$$(\sigma_1' - \sigma_3') = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

Quiere decir que para obtener la C.R.I. en términos de presiones efectivas el valor de σ_3' deberá desplazarse sobre el eje de las abscisas una magnitud igual a "u" (el valor de la presión neutra medida en la rotura) con su correspondiente signo, mientras que los diámetros de los círculos permanecerán invariables ya que:

$$(\sigma_1' - \sigma_3') = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

Aplicando esto en la representación de los círculos de Mohr nos quedará la representación de la figura 3.49

En tensiones efectivas, el origen del círculo se encontrará desplazado un valor "u" con respecto a la tensión de confinamiento σ_3 , y por otra parte el diámetro del nuevo círculo coincidirá con el círculo de presiones totales. Figuras 49 y 50.

Como vemos en esta figura, los círculos de presiones efectivas cuando las presiones neutras medidas en la rotura de la probeta tengan valores positivos, estarán desplazados hacia la izquierda del correspondiente a las presiones totales, y estarán a la derecha de aquellos cuando se midan presiones neutras negativas ya que en la ecuación

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u$$

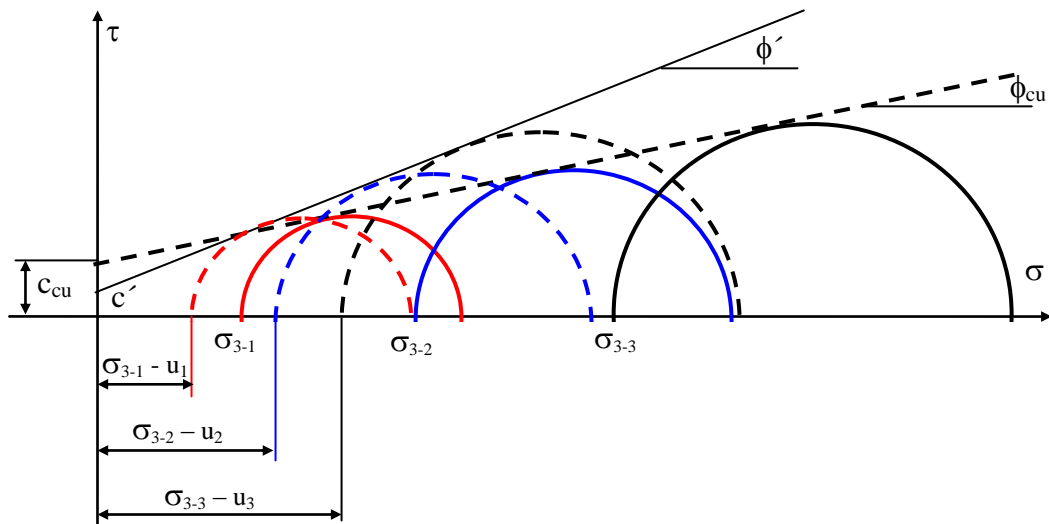


Figura N° 3.49: Representación de un ensayo triaxial consolidado no drenado en términos de presiones totales y de presiones efectivas

El valor de “u” se resta con su correspondiente signo.

Se adjunta a continuación un esquema básico de las planillas que se utilizan para registrar los datos de un ensayo triaxial de este tipo.

Ao (cm ²) =		Wh (gr) =		γd (gr/cm ³) =				
Ho (cm) =		ωi (%) =		ωf (%) =				
Vo (cm ³) =		γh (gr/cm ³) =		Constante del aro K (kg/div) =				
Tensión de conf. σ ₃	Dial de deform.	Dial de carga	Deform. ΔH	Presión Neutra u	Deform. específica ε	Area corregida Ac	Carga aplicada Q	Tensión desviante (σ ₁ -σ ₃)
1	2	3	4	5	6=4/Ho	7=Ao/(1-6)	8=3xK	9=8/7

Debemos tener presente además que los valores geométricos iniciales (Ai y Hi) difieren de los Ao y Ho utilizados en el cálculo pues cuando en la primera etapa del ensayo, aplicamos la tensión confinante σ₃ para consolidar a la probeta, la misma cambia de volumen.

Este tipo de ensayo y sus parámetros de corte (c_{cu} y φ_{cu}), son de utilidad cuando una masa de suelos que ya ha sufrido un proceso de consolidación es sometida en forma brusca a sollicitaciones de corte sin darle tiempo a que se produzca el drenaje de agua o lo que es lo mismo, sin darle lugar a que se disipen las presiones neutras que esas mismas sollicitaciones adicionales generan.

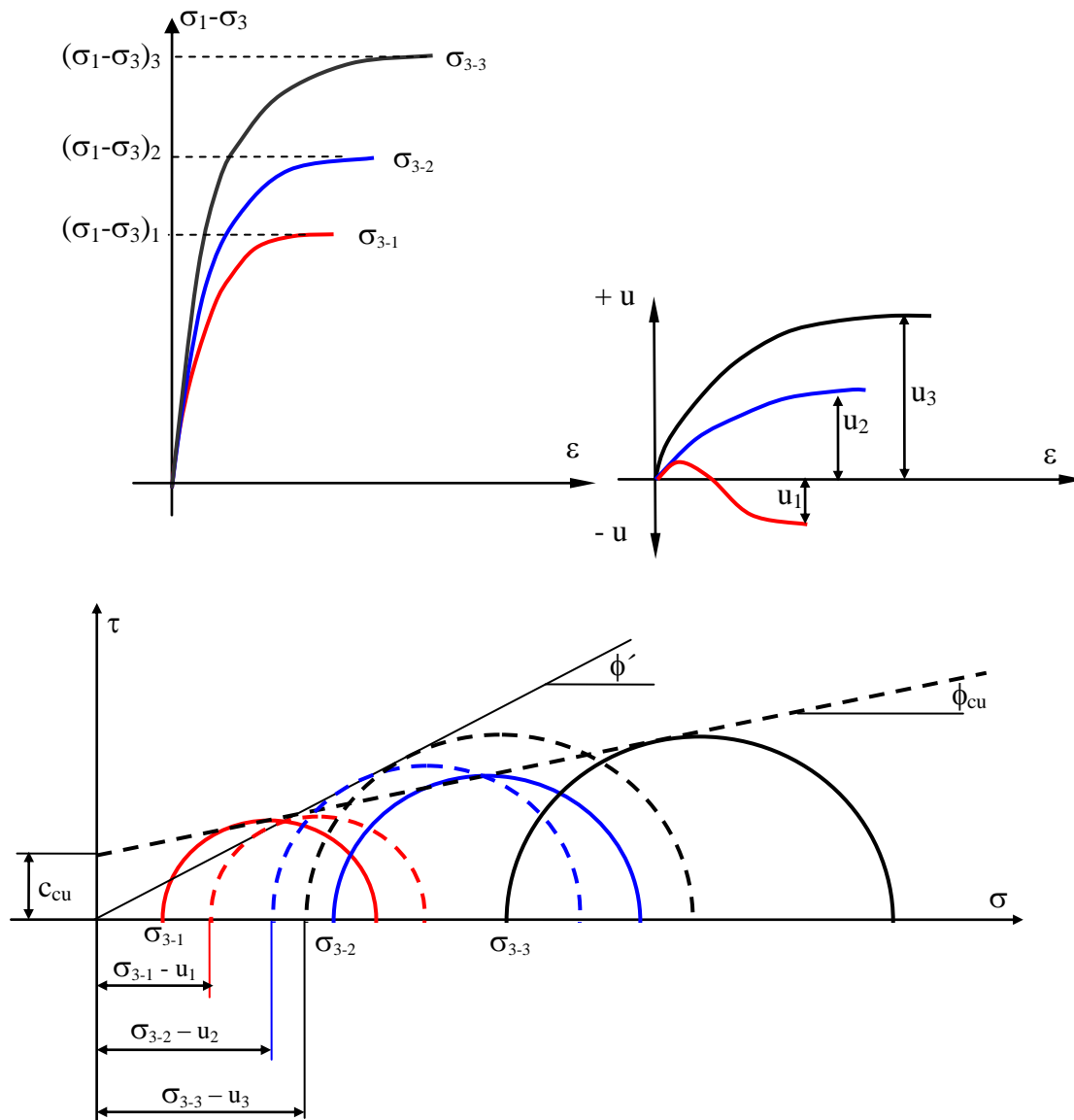


Figura N° 3.50: Representación de un ensayo triaxial consolidado no drenado, con un valor negativo de la presión neutra, en términos de presiones totales y de presiones efectivas

Supongamos como ejemplo un elemento del núcleo arcilloso de una presa de suelo de 100 m de altura, supongamos además que dicho elemento se encuentra a 50 m de profundidad a partir del coronamiento. Con el correr de los años ese elemento estará consolidado bajo la presión efectiva que le transmiten los mantos superiores, y además estará saturada por la filtración del agua del embalse. En esta situación es factible que por algún desperfecto en el mecanismo de las compuertas del vertedero de la central o del descargador de fondo, se produzca un desembalse rápido por lo que la masa de suelo que se encontraba por encima del elemento considerado, dejará de actuar como sumergido (γ') y actuará como suelo saturado (γ_{sat}) por lo tanto el elemento que estamos considerando sufrirá un brusco incremento de carga y en sus planos internos actuarán tensiones normales σ y tensiones de corte τ que deberán ser menores a las que nos indica la ecuación de Coulomb con los parámetros c_{cu} y ϕ_{cu} ya que en caso contrario se producirá la rotura .

CAPITULO 3

$$\tau = c_{cu} + \sigma \cdot \text{tg} \phi_{cu}$$

$$\tau' = c' + (\sigma - \mu) \text{tg} \phi'$$

$$\tau' = c' + \sigma' \cdot \text{tg} \phi'$$

Los circuitos que mostramos con detalle en estos apuntes, sirven a los efectos didácticos. Con el desarrollo de la electrónica los equipos que actualmente se utilizan para ejecutar ensayos triaxiales, responden al esquema que se ilustra en la figura 3.51.

En éste esquema se observa que los elementos de medición son todos electrónicos, donde las presiones se miden con transductores, las deformaciones con LVDT (Transformador Diferencial Variable Lineal) y la carga con una celda de carga. En todos los casos el funcionamiento del equipo está comandado por una computadora, que a través de un software especial comanda distintos motores paso a paso*, que generan las presiones necesarias para el accionamiento de los esfuerzos y miden los cambios de volumen que se generan en la probeta analizada.

* Los motores paso a paso son motores que pueden moverse hacia la derecha o hacia la izquierda a pasos, donde cada paso equivale a un giro de un grado y son comandados por una computadora.

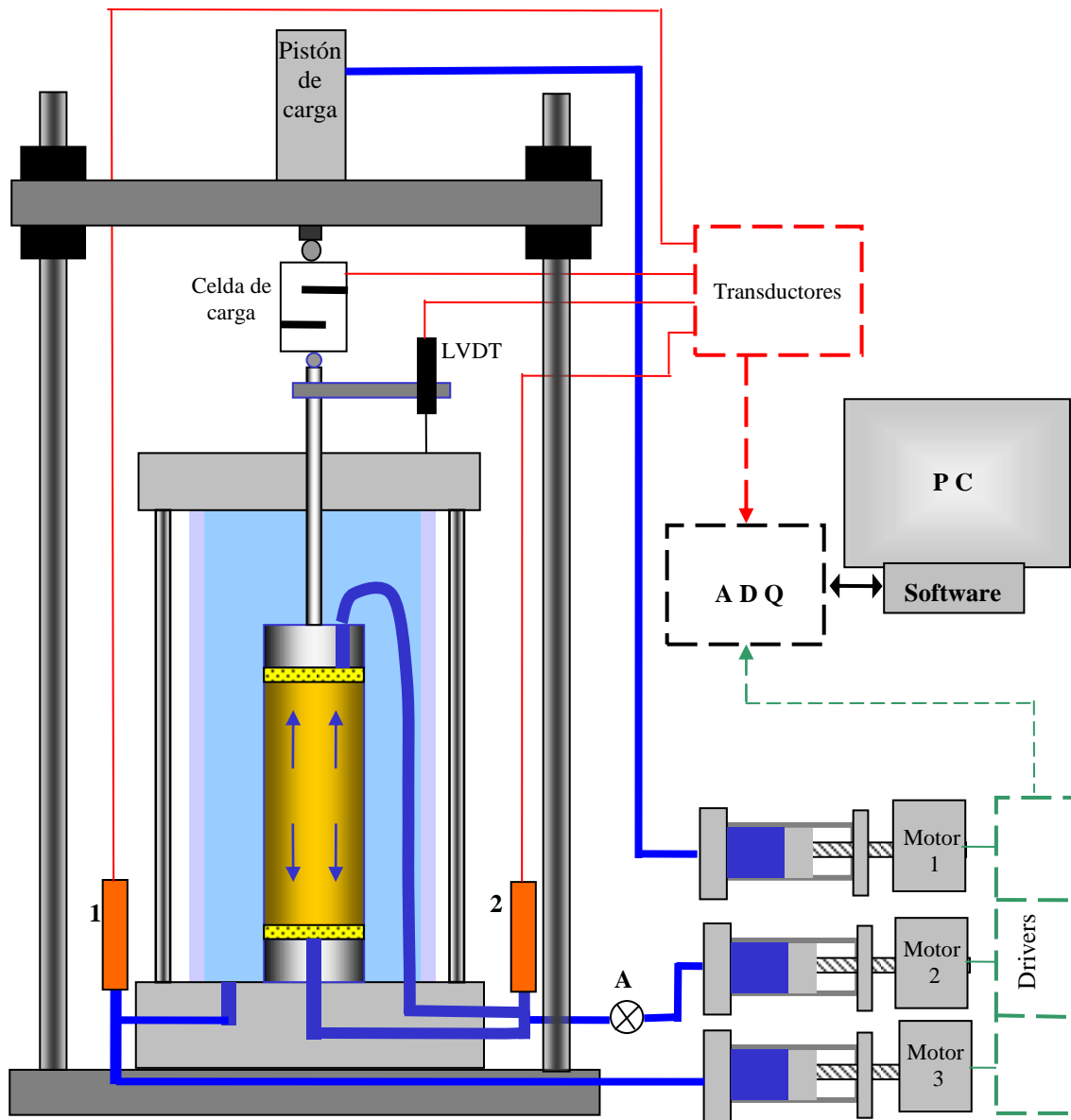


Figura N° 3.51: Esquema de los equipos modernos para ejecutar ensayos triaxiales automáticos y computarizados

8.- DILATANCIA

Se entiende por dilatancia o se dice que un suelo es dilatante, cuando el mismo al ser sometido a un esfuerzo de corte, tiende a aumentar de volumen.

Como vimos en la figura 3.2-b los planos de rotura en las masas de suelos no se producen cortando los granos de suelo sino que hay un desplazamiento relativo entre granos adyacentes, esto hace que al deslizarse un grano por encima de otro, deba abandonar su posición original, y genera un vacío que debe ser llenado con el agua de la muestra, tal como se observa en la figura 3.52.

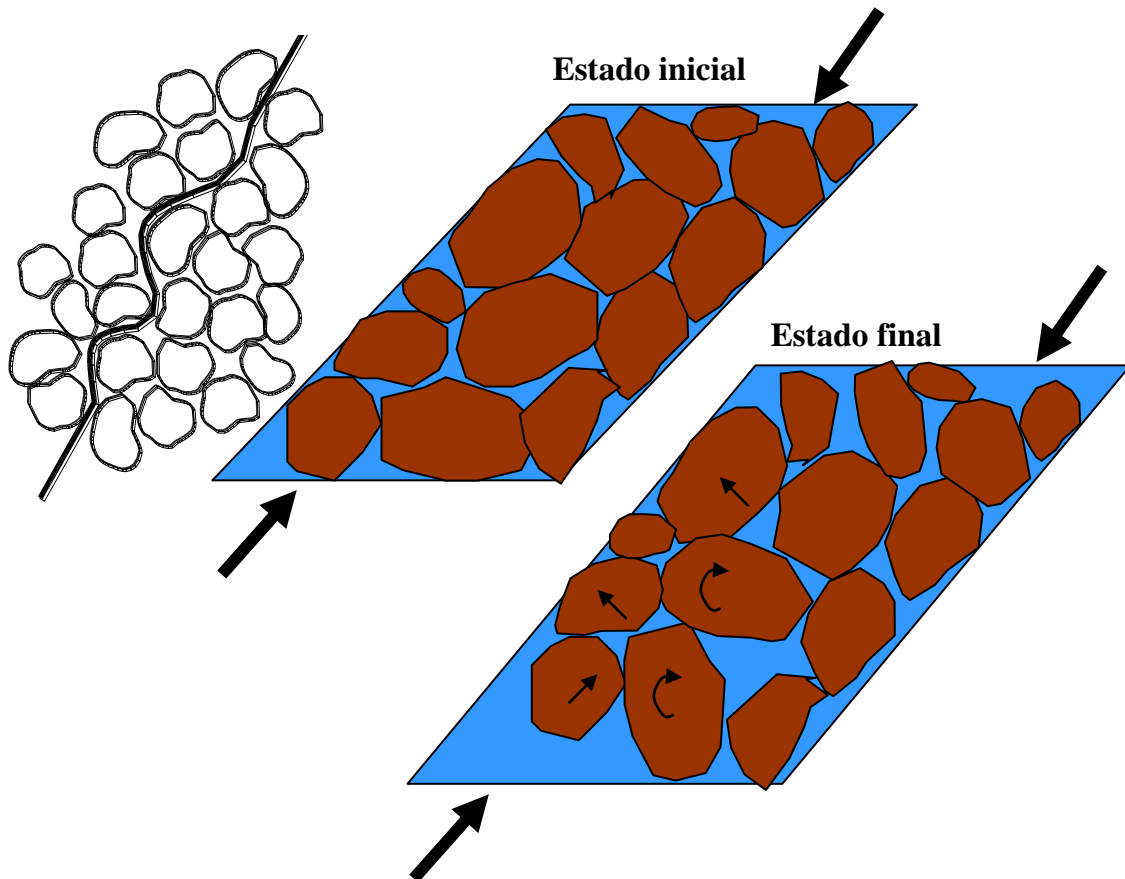


Figura N° 3.52: Aumento de volumen de una masa de suelo granular, por rotación de los granos de suelo debido a tensiones de corte

Otra explicación de este mismo fenómeno se puede apreciar en el esquema de la figura 3.53 donde se observa una masa de suelos granulares denso, ubicada entre dos placas rígidas, que en el plano de la figura tiene un cierto volumen de vacíos llenos de agua ya que la muestra está saturada.

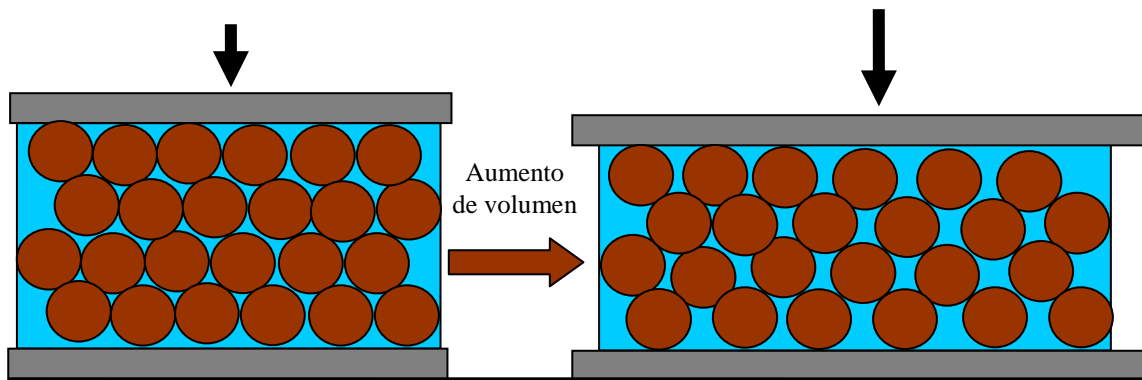


Figura N° 3.53: Aumento de volumen por corte en una masa de suelos granulares densos

Cuando la muestra es sometida a un esfuerzo de compresión, los granos se desplazan unos respecto de otros y se aprecia un importante aumento del volumen de vacíos que debe ser llenado con más agua

Este hecho, en el caso de suelos granulares densos, provoca vacíos mayores a los existentes antes de comenzar el movimiento relativo de los granos. Si integramos esto a todos los granos que entran en movimiento cuando se produce la rotura por corte, tendremos un importante aumento de volumen de la probeta.

Un ejemplo clásico de este fenómeno lo notamos cuando caminamos por la playa, sobre la parte en la que la arena está saturada. Si observamos con cuidado veremos que antes de apoyar el pié, la superficie de la arena luce brillante ya que los poros intergranulares están llenos de agua, pero ni bien apoyamos el pié y descargamos el peso del cuerpo sobre él, se forma una aureola alrededor del mismo en la que la superficie de la arena cambia de color y ya no se la nota brillante sino mucho más clara y seca. Esto se debe a que las tensiones de corte que se generan cuando aplicamos la carga del cuerpo sobre la masa de arena saturada, la misma aumenta de volumen y el agua en su interior, en un lapso pequeño de tiempo, no alcanza a ocupar todos los vacíos nuevos que se generan y le entra aire desde la superficie.

Veamos este fenómeno desde otra óptica. Supongamos que tenemos un suelo fino blando o ligeramente sobre consolidado, o una arena medianamente densa o suelta que es sometida a un esfuerzo de corte, el movimiento de los granos frente a la deformación por corte se puede explicar con el esquema de la gráfica que se presenta en la figura 3.54.

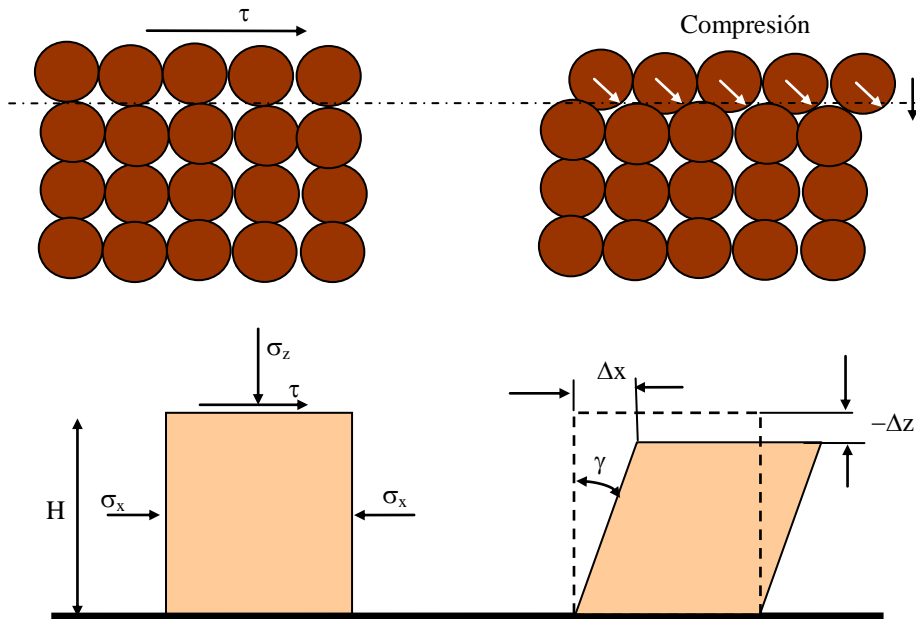


Figura N° 3.54: Deformación por corte de un suelo fino ligeramente consolidado o de una arena medianamente densa. Compresión

$$\varepsilon_v = \frac{-\Delta z}{H} \qquad \gamma = \frac{\Delta x}{H}$$

Supongamos ahora que tenemos un suelo arcilloso fuertemente preconsolidado o una arena densa, en este caso el esfuerzo de corte provocará además de una deformación angular “ γ ” un aumento de volumen como el que se detalla en la figura 3.55.

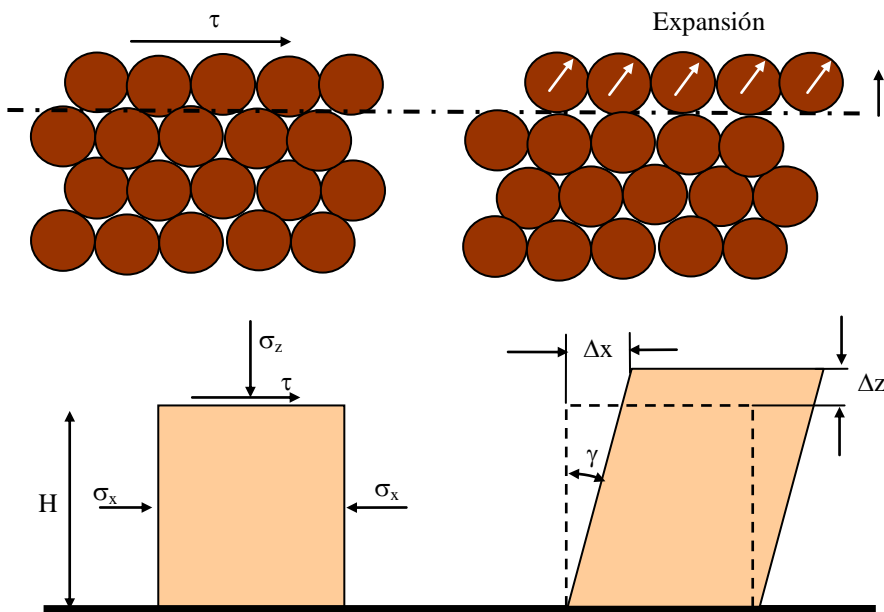


Figura N° 3.55: Deformación por corte de un suelo fino fuertemente preconsolidado o de una arena densa. Dilatancia

CAPITULO 3

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta z}{H} \qquad \gamma = \frac{\Delta x}{H}$$

Veamos ahora como afecta la dilatancia a la resistencia al esfuerzo de corte en los suelos en que se produce este fenómeno (Budhu 2000). Si recordamos el ejemplo del plano inclinado que dimos al principio de este capítulo, donde la fricción entre el bloque se manifestaba con $fr = \tan(\phi')$, teníamos:

$$\tau_f = \sigma_N \cdot \tan(\phi')$$

Si ahora tenemos un suelo dilatante, podremos simular el esfuerzo de corte que se desarrolla en los granos que se movilizan, tendremos el plano inclinado que se observa en la figura 3.56, donde se intenta movilizar un bloque contra la pendiente del plano inclinado, y recordando lo visto en el punto 3.3, tendremos:

$$fr = N \cdot \tan(\phi)$$

Haciendo el equilibrio de fuerzas horizontales tendremos:

$$H - N \cdot \sin(\psi) - fr \cdot \cos(\psi) = 0$$

$$H = N \cdot [\sin(\psi) + \tan(\phi) \cdot \cos(\psi)]$$

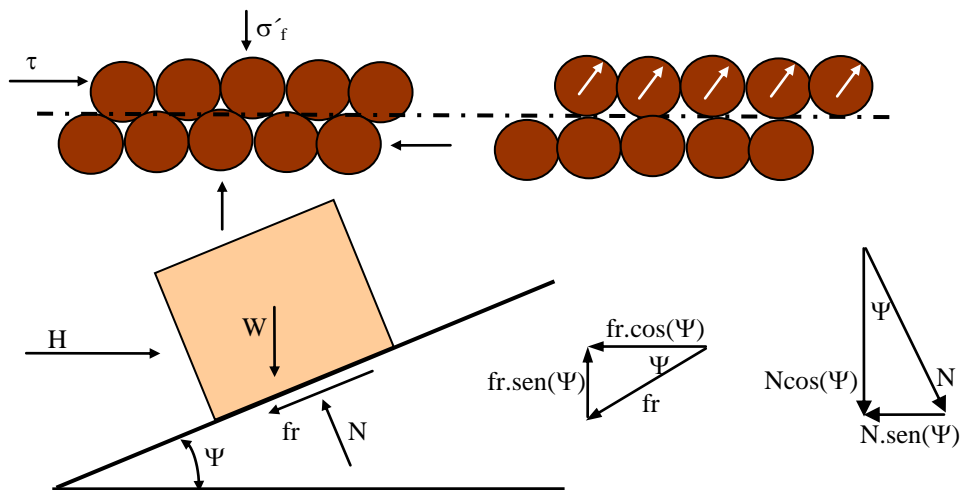


Figura N° 3.56: Esquema simplificado de Coulomb para explicar el ángulo de dilatancia en los suelos granulares densos

Haciendo el equilibrio de fuerzas verticales tendremos:

$$N \cdot \cos(\psi) - fr \cdot \sin(\psi) - W = 0$$

CAPITULO 3

$$W = N.[\cos(\psi) - \tan(\phi') \cdot \text{sen}(\psi)]$$

Si hacemos el cociente H/W y reemplazamos teniendo en cuenta que $H = \tau$ y $W = \sigma'_f$ nos quedará:

$$\frac{\tau}{\sigma'_f} = \frac{\text{sen}(\psi) + \tan(\phi') \cdot \cos(\psi)}{\cos(\psi) - \tan(\phi') \cdot \text{sen}(\psi)}$$

Dividiendo ambos miembros por $\cos(\Psi)$ nos queda:

$$\frac{\tau}{\sigma'_f} = \frac{\tan(\psi) + \tan(\phi')}{1 - \tan(\phi') \cdot \tan(\psi)}$$

$$\tau = \sigma'_f \cdot \tan(\phi' + \psi)$$

Donde Ψ representa el ángulo de dilatación

Si representamos la envolvente de las tensiones de corte “ τ ” en función de la tensión normal aplicada “ σ ” veremos que para los suelos finos normalmente consolidados o ligeramente consolidados, ($\text{OCR} < 2$) y para los suelos granulares sueltos a medianamente densos, la relación entre estos dos valores, en términos de presiones efectivas es lineal y puede ser representada con la siguiente fórmula.

$$\tau = \sigma_f \cdot \tan(\phi')$$

Si en cambio los suelos son fuertemente preconsolidados o granulares densos, la representación de la envolvente $\tau - \sigma$ en el inicio o sea para valores bajos de la tensión normal (σ) toman la forma. Figura 3.57.

$$\tau = \sigma'_f \cdot \tan(\phi' + \psi)$$

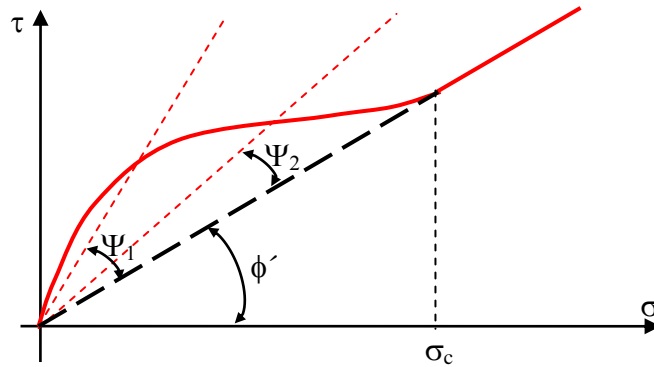


Figura N° 3.57: Influencia de la dilatancia en la valoración de la tensión de corte en función de la tensión normal

Donde el valor del ángulo de dilatancia Ψ disminuye a medida que aumenta el valor de σ . Esto está íntimamente vinculado con la relación entre el valor de la tensión de preconsolidación y el de la tensión aplicada, ya que si tenemos en cuenta que la dilatancia se manifiesta en los suelos que tienen un valor de la relación de sobre consolidación $OCR > 2$, a medida que aumentamos el valor de la tensión σ , disminuye en valor de OCR y cuando $OCR < 2$ el valor de Ψ se anula y se comporta como un suelos normalmente consolidado o ligeramente preconsolidado.

$$OCR = \frac{P_c}{\sigma_c} = \frac{\text{Carga de Preconsolidación}}{\text{Tensión actual}}$$

Si $OCR = 2$ el valor de la tensión actuante será $\sigma_c = \frac{P_c}{2}$ es decir que para valores de la tensión $\sigma_c > \frac{P_c}{2}$ el suelos comenzará a comportarse como ligeramente consolidado y la tensión de corte será una función lineal de σ , es decir que para valores de la tensión $\sigma > \sigma_c$ se anula el valor del ángulo de dilatancia ($\Psi = 0$) como se aprecia en la figura anterior.

Es importante destacar que el fenómeno de la dilatancia en la fractura por corte de los suelos granulares densos, no se manifiesta en toda la masa del suelo, sino solamente en una pequeña banda en la que se produce la fractura. Esta zona donde los granos se movilizan unos respecto de otros, se denomina “banda de corte” y se ha comprobado que la misma, por lo general, no supera en ancho, el valor de 15 diámetros de la partícula media.

9.- LICUEFACCIÓN

Los procesos de sollicitaciones con tensiones de corte que llevan a la licuefacción de los suelos, se generan en los suelos granulares saturados, cuando son sometidos a sollicitaciones cíclicas. Para comprender con mayor detalle el proceso que lleva a la licuefacción, repasaremos algunos aspectos ya vistos en los capítulos correspondientes a la resistencia al corte en suelos granulares

CAPITULO 3

Los suelos granulares saturados densos (valor elevado de γ_d), cuando son sometidos a una esfuerzo de corte, para deformaciones cercanas a la rotura experimentan el fenómeno de DILATANCIA. Es decir, aumentan su volumen unitario debido al acomodamiento o a la rotación de los granos en el plano de corte (línea negra de la figura 3.58).

Por el contrario si la densidad de la masa de suelo granular es baja, (arena suelta) el proceso de deformación bajo sollicitaciones de corte es contractivo, es decir disminuye su volumen y tiene un comportamiento como el que se indica con la línea roja de la figura 3.58

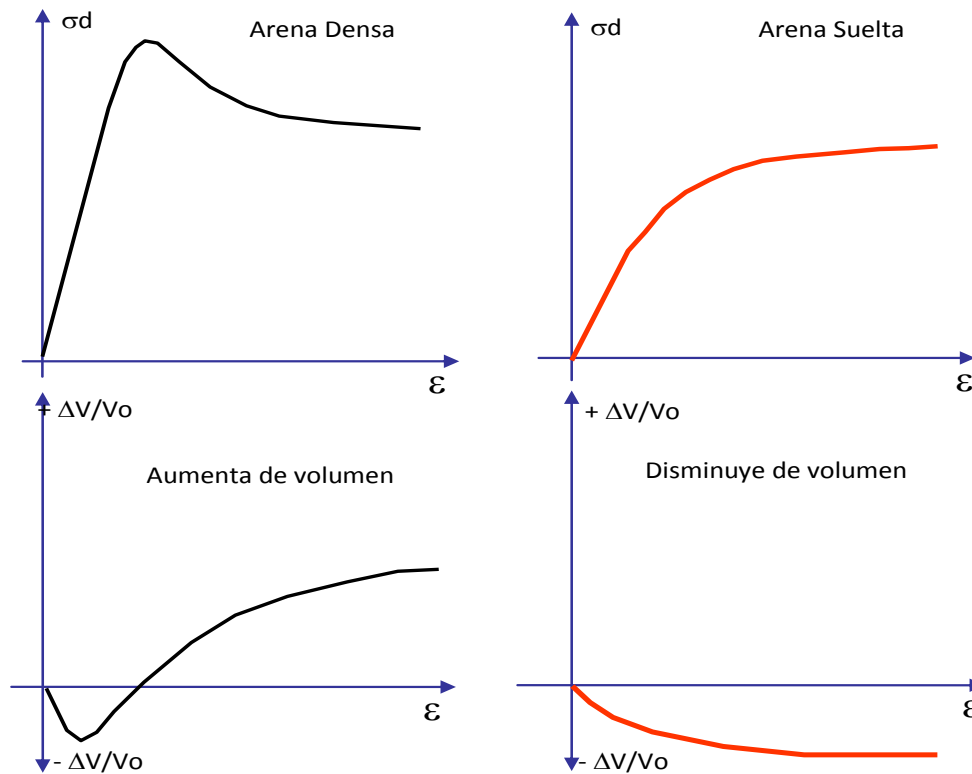


Figura 3.58: Representación de dos ensayos triaxiales drenados "S" ejecutados sobre una muestra densa y otra suelta de suelos granulares

Si juntamos en una sola figura los dos gráficos representadas en la figura 3.58 de dos ensayos triaxiales drenados "S" ejecutados sobre dos muestras de suelos granulares saturados, una **densa** y otra **suelta** y para una misma tensión de confinamiento σ_3 , observaremos que para deformaciones elevadas las tensiones desviantes σ_d de ambas arenas (la densa y la suelta) se igualan en un mismo valor, que llamamos **Tensión residual**.

Por otra parte si a partir de los valores que se registran de Δv analizamos la variación de la relación de vacíos en función de la deformación, vemos que para ambas muestras también la relación de vacíos en la rotura tiende a adoptar un mismo valor.

Este fenómeno fue estudiado por primera vez por **A. Casagrande** quién notó que para ensayos triaxiales drenados, ejecutados sobre probetas de arena, llega un momento en que la probeta se deforma a velocidad constante, sin incrementos de tensiones y sin cambios de volumen y por lo tanto, con una relación de vacíos constante. En éste estado se dice que el

suelo ha alcanzado la “Estructura de Flujo” y a la relación de vacíos correspondiente a ese estado se la denomina **Relación de Vacíos Crítica “ e_c ”**. Figura 3.59

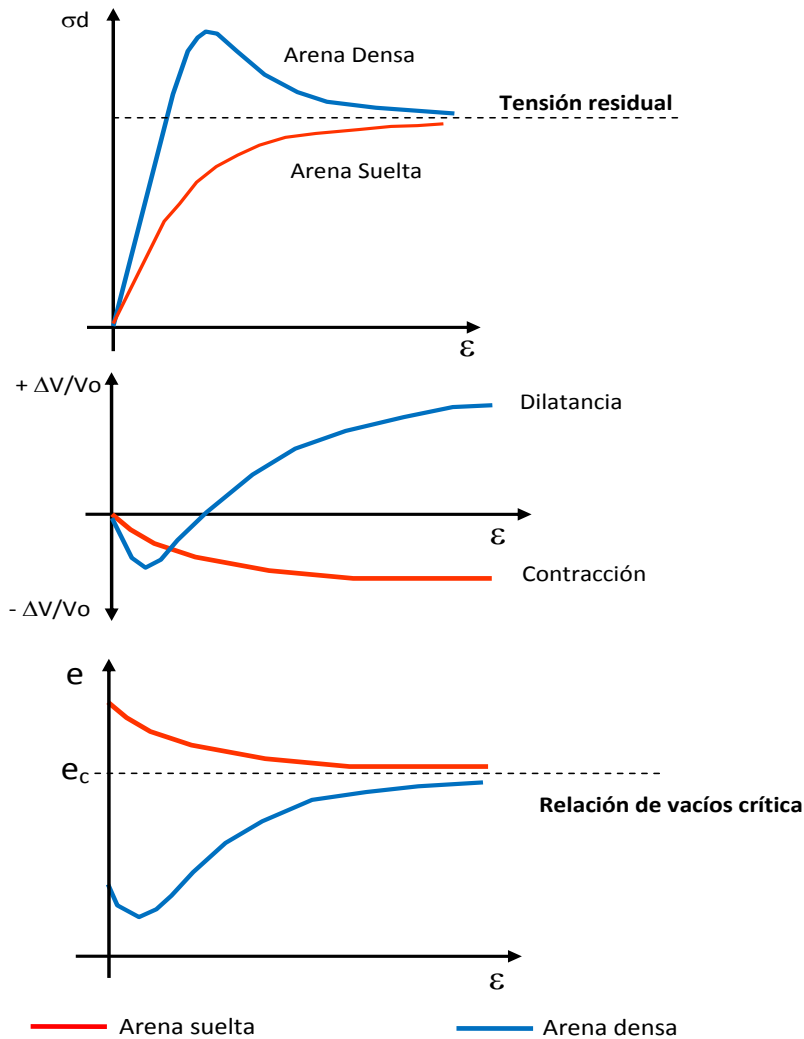


Figura N° 3.59: Cambios de volumen y variación de la relación de vacíos en un ensayo triaxial drenado ejecutado sobre una muestra de arena suelta y sobre una muestra densa

Los suelos **granulares densos y saturados**, cuando son sometidos a un esfuerzo de corte y no tienen posibilidad de drenar, experimentan en el inicio, deformaciones contractivas del material, debido a que las presiones del agua de poros generan presiones neutras positivas que hacen disminuir las tensiones efectivas de confinamiento.

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u$$

Este hecho inicia el proceso de rotura de la masa de arena, pero como en éste estado (rotura) la arena densa es “dilatante”, (aumenta de volumen) y al tener el drenaje impedido, el agua de poros entra en tracción generando presiones neutras negativas, lo que hace aumentar la tensión efectiva de confinamiento y con ello la resistencia al corte de la masa solicitada.

$$\sigma_3' = \sigma_3 - (-u)$$

Por lo tanto, en el inicio de la sollicitación, la muestra experimenta una deformación apreciable pero el fenómeno se detiene en forma inmediata porque aumenta su resistencia al corte con el aumento de la tensión efectiva de confinamiento. Este proceso que se da en los suelos granulares densos se denomina “**Movilidad cíclica**”.

En los suelos **granulares sueltos y saturados**, el proceso es distinto ya que cuando son sometidos a una esfuerzo de corte y no tienen posibilidad de drenar, experimentan grandes deformaciones e intentan densificarse lo que genera presiones **del agua de poros positivas que como no tienen la posibilidad de drenar y disiparse afectan el valor de las tensiones efectivas de la presión de confinamiento** y prácticamente la anulan, logrando con ello que la masa granular se transforme en una masa fluida que carece totalmente de resistencia. Figura 3.60

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u \quad \text{Aumenta "u" con lo cual } \sigma_3' \text{ tiende a cero}$$

A este proceso se lo denomina **LICUEFACCIÓN** y como se explicó, se genera en los suelos granulares sueltos y saturados que tienen alguna restricción al drenaje cuando se los somete a esfuerzos de corte.

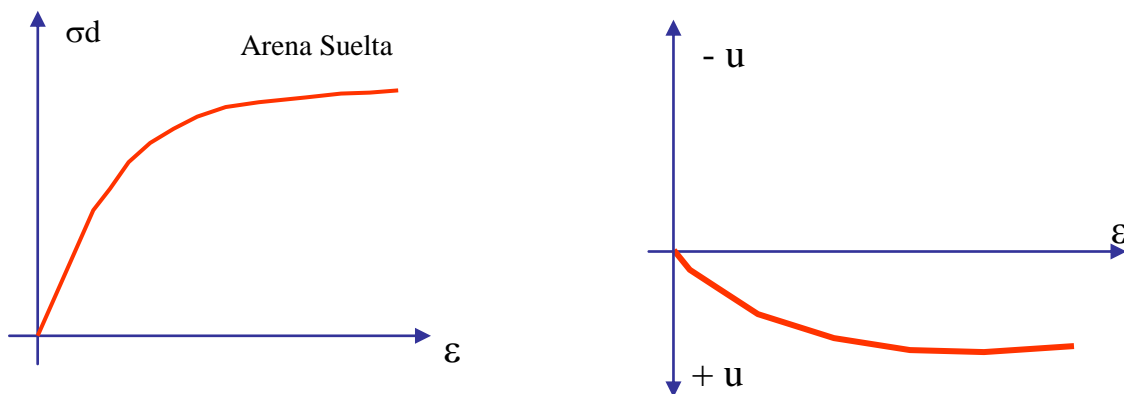


Figura 3.60

Por lo que vimos, los suelos granulares limpios (sin exceso de finos), tienen generalmente una elevada permeabilidad, por lo tanto es muy difícil que una sollicitación estática le ocasione, o le genere, un proceso de licuefacción ya que la aplicación de la carga se desarrollará en un tiempo que permitirá el drenaje del agua y no se generarán grandes presiones neutras positivas.

Si por el contrario la masa de arena suelta saturada, es sollicitada por un sismo, con cargas cíclicas que se producen en fracciones de segundos, el agua no tendrá tiempo de drenar y se generarán presiones neutras positivas que anularán la tensión de confinamiento lo que llevará a generar el proceso de licuefacción de la masa granular.

En un suelo arenoso o areno limoso, saturado, de reducida densidad relativa, tiene lugar el proceso de licuación cuando es sometido a un esfuerzo vibratorio que provoca un

CAPITULO 3

incremento de la presión neutra con el tiempo, hasta valores comparables a la tensión vertical total, transformándolo en una masa líquida sin resistencia al corte.

$$\sigma'_v = \sigma_{vo} - u(t)$$

Cundo los mantos susceptibles de experimentar licuación se encuentran cerca de la superficie del terreno, el exceso de presión neutra hace que el agua o la masa líquida conformada por arena y agua se filtre por las fisuras del terreno arcilloso superior y comience a fluir hacia la superficie arrastrando la arena, esto se manifiesta como verdaderos volcanes de arena y agua tal como se muestra en el esquema de la figura 3.61 y en la foto 3.62 que se adjunta.

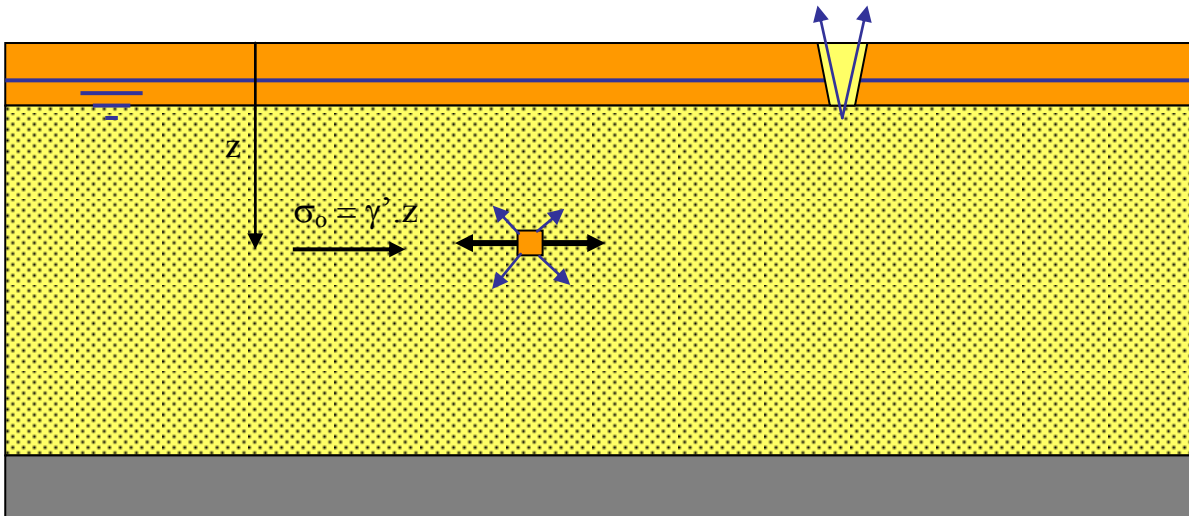


Figura 3.61



Foto N° 3.62

CAPITULO 3

Las condiciones más favorables para que se genere el proceso que lleva a la **LICUEFACCIÓN** de una masa de suelo, son las que se detallan a continuación:

- a) Elevada relación de vacíos (baja densidad de la arena) arena o grava suelta
- b) Que se encuentre por debajo de la napa de agua
- c) Baja presión de confinamiento (mantos cercanos a la superficie del terreno)
- d) Elevada amplitud del sismo
- e) Elevado número de ciclos del sismo (duración)

9.1.- Evaluación de la posibilidad de ocurrencia del proceso de licuefacción

Varios investigadores han recabado datos de sismos y han estudiado sitios en los que se en generado procesos de licuefacción y donde no, en distintas regiones y países del mundo. Con esta información se han generado metodologías de cálculo para evaluar la posibilidad que tiene una zona definida de generar procesos que lleven a la licuefacción.

Los métodos de evaluación más conocidos son los analizan las relaciones de tensiones cíclicas que generan los sismos y los comparan con la relación de tensiones cíclicas que resisten los suelos donde se supone ocurrirá el sismo de diseño. Del cociente de estas dos relaciones, se obtiene un coeficiente de seguridad que cuantifica la posibilidad de que ocurran procesos de licuefacción.

Debemos destacar que cuando nos referimos a relaciones de tensiones cíclicas estamos hablando de relacionar las tensiones de corte " τ " con las tensiones verticales efectivas en el mismo punto " σ'_v ".

Para evaluar el proceso y obtener el coeficiente de seguridad, se requieren realizar varios pasos de un proceso de cálculo basado fundamentalmente en los ensayos de SPT que realizamos en el campo.

A continuación damos en detalle, los pasos a seguir para evaluar el potencial de licuefacción de un suelo ante la avenida de una sollicitación sísmica en un predio donde se construirá una obra civil y obtener los valores necesarios que nos permitan concluir con el cálculo.

1° Paso:

Realizar la mayor cantidad de investigaciones geotécnicas para definir con propiedad la estratigrafía del sitio, como ser perforaciones, calicatas, ensayos de SPT, ensayos de cono, extracciones de muestras, etc.

CAPITULO 3

Ejecutar en forma complementaria los estudios de laboratorio que correspondan para conocer con propiedad en tipo de material que se trata, como ser: Propiedades índices, los análisis granulométricos por lavado de las muestras, de forma de identificar perfectamente los materiales de los distintos mantos.

2° Paso:

Hacer un estudio detallado de las tensiones verticales totales σ_v y de las tensiones verticales efectivas σ'_v para cada nivel, tanto para los perfiles estudiados, en su condición inicial, como para los mismos perfiles luego de terminada la obra.

Debe tener en cuenta la posible fluctuación de los niveles de la napa de agua, para las distintas etapas del año. Además deberá considerar, la posible variación de la napa de agua luego de concluida la obra.

3° Paso:

Realizar la evaluación de la Relación de Tensiones Cíclicas (CSR) (*Cyclic Straining Ratio*) durante la ocurrencia de un sismo, que representa la relación de tensiones de corte a una profundidad dada, que se genera por las sollicitaciones ocasionadas cuando sobreviene el sismo de diseño y la tensión efectiva vertical que se manifiesta al mismo nivel.

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)$$

Si analizamos una columna de suelo de área transversal unitaria “A” como la que se muestra en la figura 3.63, dentro de una estratigrafía dada, podremos calcular la magnitud de la fuerza horizontal que se generará en la parte inferior de la misma cuando sobreviene el sismo de diseño por el movimiento horizontal de las partículas de la columna y suponiendo en esta primera evaluación que la columna se comporta como un sólido rígido tendremos:

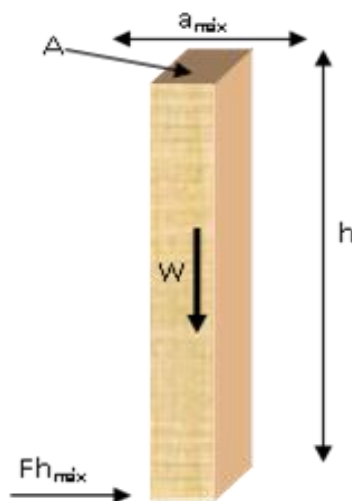


Figura N° 3.63

CAPITULO 3

$$Fh_{m\acute{a}x} = m.a_{m\acute{a}x}$$

Dónde: m = Masa de la columna

$$m = \frac{W}{g} = \frac{\gamma.h.A}{g}$$

Reemplazando en la anterior

$$Fh_{m\acute{a}x} = \gamma.h.A.\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}$$

Si dividimos todo por A tendremos:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \gamma.h.\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} = \sigma_v.\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}$$

Con el valor de la aceleración máxima obtenemos el valor de la tensión de corte máximo, por lo tanto, como sabemos que la tensión de corte media es el 65 % de la tensión de corte máxima, podemos hacer:

$$\tau = 0,65.\sigma_v.\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}$$

Dividiendo todo por σ_v' tendremos

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma_v'} \right) = 0,65 \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \right) \cdot \frac{a_{m\acute{a}x}}{g}$$

Por otra parte la relación:

$$\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} = a_o$$

Es la aceleración de la ordenada del espectro de diseño “ a_o ” que expresa una pseudo aceleración, concebida como una fracción de la aceleración de la gravedad “g” y que para el movimiento en la superficie del terreno, le corresponde la ordenada al origen del espectro de diseño. Figura 3.64.

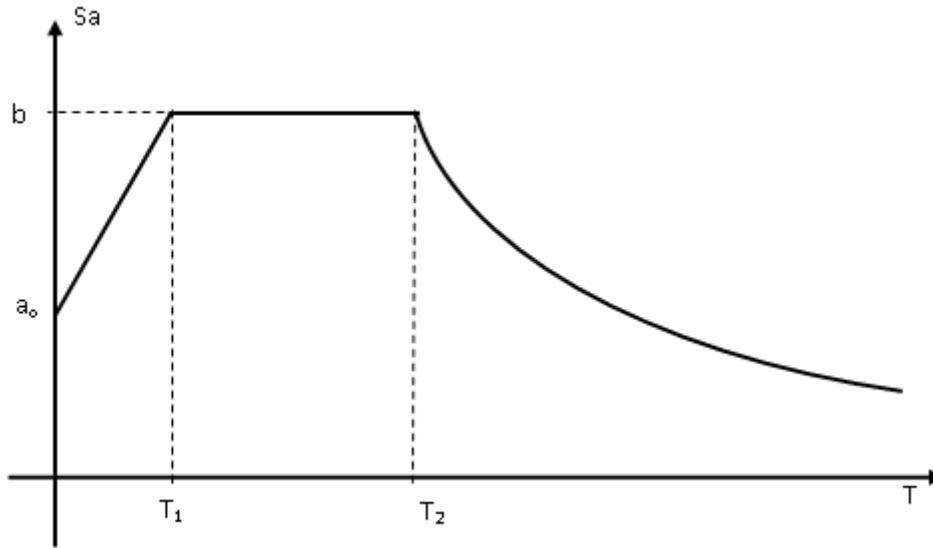


Figura 3.64: Espectro de diseño de una acción sísmica

4º Paso: Flexibilidad de la columna de suelos

Finalmente lo que calculamos hasta acá supone que la columna de suelo analizada se comporta como un sólido rígido, esto no es así ya que la columna de suelos, como se verá, tiene movimientos relativos distintos que disminuyen a medida que aumenta la profundidad, por lo que la ecuación anterior debe ser afectada por un coeficiente de reducción “rd” que vale 1 para el nivel de la superficie y disminuye a medida que aumenta la profundidad.

$$CSR_{M=7,5} = 0,65 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \right) \cdot r_d$$

Este *factor de reducción de tensiones* “rd” que se define como un factor de flexibilidad de la columna de suelos desde la superficie a la profundidad que se está evaluando, queda definido como:

La relación entre el pico de tensiones de corte al pié de la columna de suelos ($\tau_{m\acute{a}x})_d$ y la tensión de corte de un cuerpo rígido ($\tau_{m\acute{a}x})_r$.

$$r_d = \frac{(\tau_{m\acute{a}x})_d}{(\tau_{m\acute{a}x})_r}$$

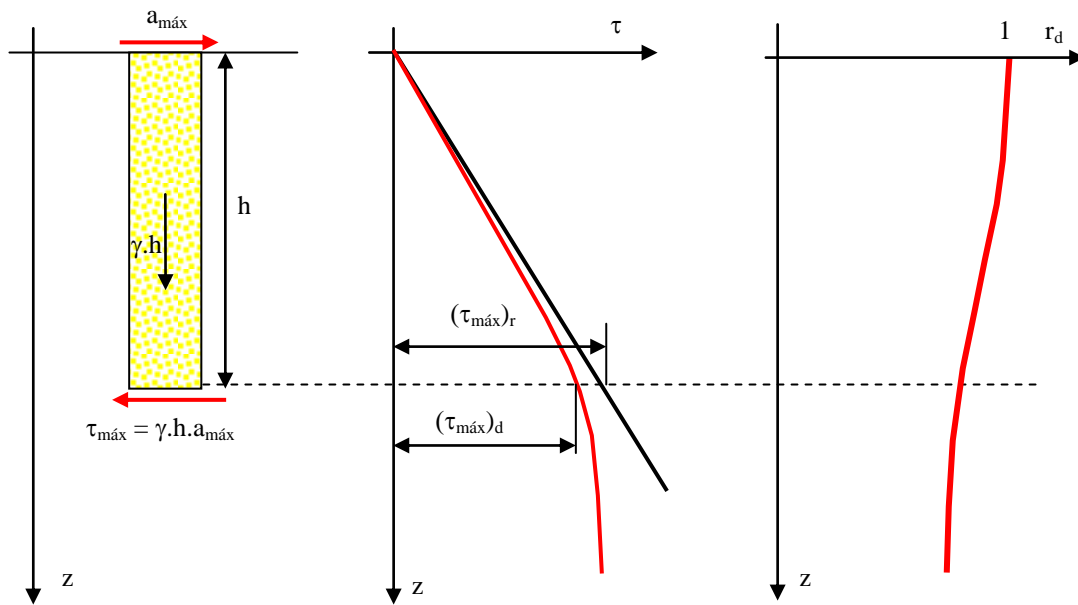


Figura 3.65: Factor de reducción de tensiones

Si la columna analizada estuviera compuesta por un material rígido, el valor de r_d para cualquier profundidad sería igual a 1

Existen numerosos caminos para aproximar el valor de r_d para una profundidad “z”, uno de ellos, que fue propuesto por Idriss y Boulanger en el 2004, se calcula utilizando las siguientes ecuaciones:

Para valores de $z \leq 34$ m

$$r_d = \exp(\alpha.(z) + \beta.(z).M)$$

Dónde:

M es la magnitud del sismo y además los valores de α y β se calculan con las siguientes ecuaciones en función de la profundidad “z”.

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126.\text{sen}\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118.\text{sen}\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right)$$

Para profundidades mayores a 34 m, ($z > 34$ m) se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$r_d = 0,12 \cdot \exp(0,22 \cdot M)$$

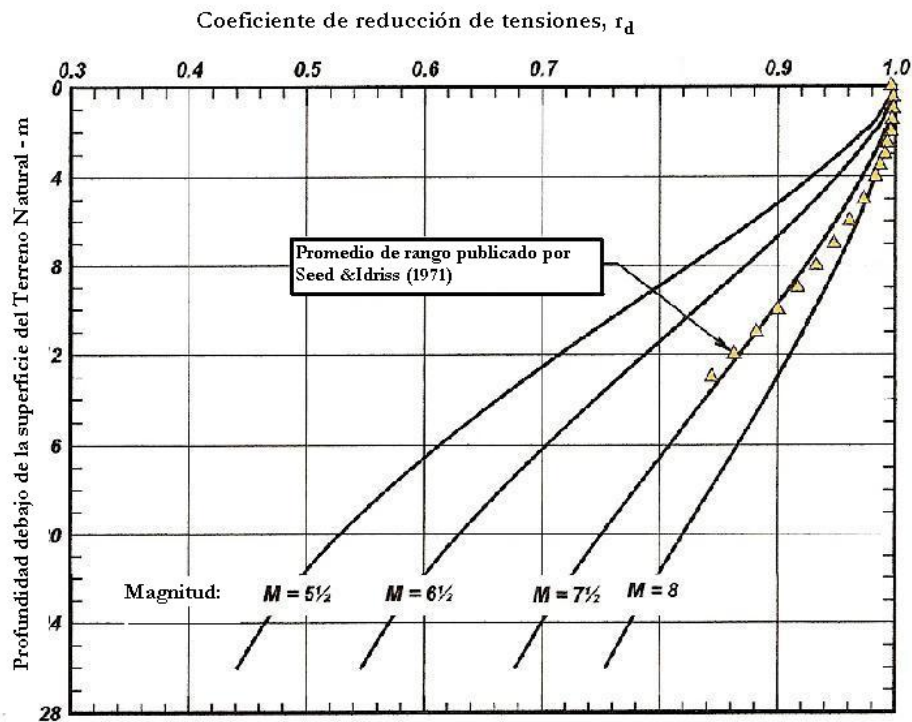


Figura 3.66: Variación del coeficiente de reducción de tensiones con la profundidad y la magnitud del sismo

5º Paso: Influencia de la Magnitud del Sismo

Los valores dados por la ecuación anterior, son válidos para un sismo de diseño de magnitud $M = 7,5$ de la escala Richter. Para otros valores de la magnitud “M” del sismo probable de manifestarse, se debe afectar a la ecuación anterior de un coeficiente o factor de escala denominado *Magnitude Scaling Factor* “MSF” que toma el valor unitario para $M = 7,5$. Figura 3.67

Este factor de escala queda definido por la siguiente relación:

$$MSF = \frac{CSR_{M=7,5}}{CSR_M}$$

Es decir la relación entre las tensiones de corte cíclicas provocadas por un sismo de magnitud “M” y las tensiones de corte cíclicas provocadas por un sismo de magnitud $M = 7,5$. El valor de MSF puede ser calculado a partir de la siguiente ecuación:

$$MSF = 6,9 \cdot \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058$$

Con un valor máximo que no debe superar el valor de $MSF = 1,80$ Con lo cual la ecuación de CSR_M quedaría de la siguiente forma:

$$CSR_M = 0,65 \left(\frac{a_{máx}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \right) \cdot \frac{r_d}{MSF}$$

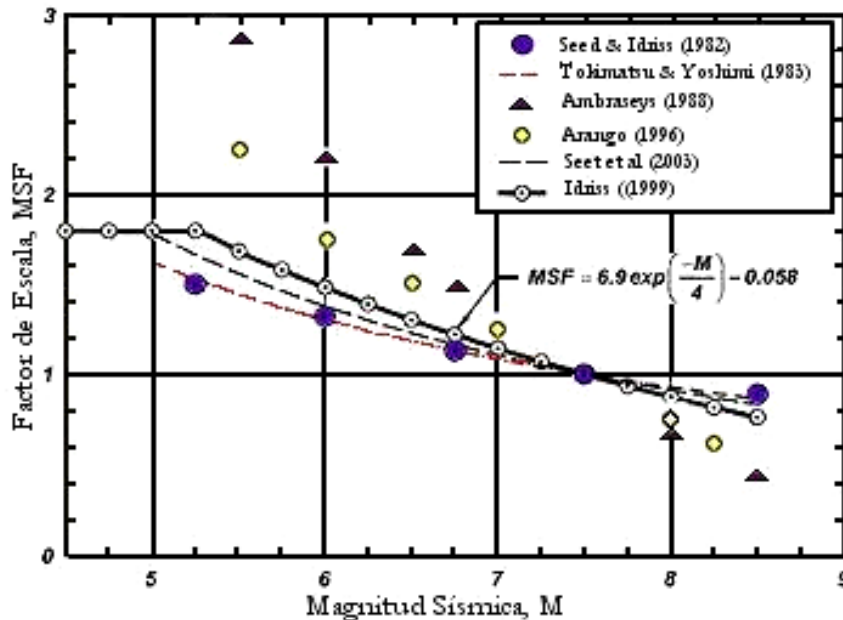


Figura 3.67: Factor de corrección de escala para distintas magnitudes del sismo

6° Paso: Valores a considerar de los ensayos de SPT

Evaluar los valores de los ensayos de penetración SPT a través del N° de golpes teniendo en cuenta una eficiencia del 60% con respecto a la eficiencia nominal o teórica del ensayo SPT.

Esto se hace porque a nivel mundial los equipos para ejecutar el SPT, no utilizan la misma metodología para el lanzamiento del martinete de 63,5 kg de peso para impactar en cada golpe a la cañería que conecta en profundidad con el sacamuestras normalizado de Terzaghi.

Sin embargo los trabajos que permiten calcular el potencial de Licuefacción y que están basados en el ensayo SPT, están referidos a un equipo standard de ensayo que transmite una energía del 60 % de la nominal teórica, por lo tanto hay que corregir los ensayos que tenemos hechos con una energía E_1 a esta nueva energía E_{60} haciendo

$$N_{60} = \frac{N \cdot E_1}{E_{60}}$$

Donde “N” es el N° de golpes logrado para una energía E_1 y N_{60} es el N° de golpes que se requeriría utilizando una energía del 60 %.

CAPITULO 3

A título de ejemplo, supongamos que tenemos un equipo que transmite una energía del 95 % con respecto a la nominal teórica y que queremos transformar un ensayo de SPT que nos dio $N = 9$ golpes con este equipo, a otro valor que nos hubiera dado el equipo Standard con una energía del 60 %.

El nuevo valor de N_1 será:

$$N_{60} = \frac{9.95\%}{60\%} = 14$$

A los efectos de poder evaluar que se considera un equipo Standard, en la tabla que se adjunta figuran una serie de características que dan varios autores para este equipo.

Equipo de SPT estandarizado Recomendado por Seed et al en 1985

ELEMENTOS	ESPECIFICACIONES
Sacamuestra	Cuchara partida de Terzaghi, de diámetro externo de 51 mm y de diámetro interno de 35 mm
Barras de perforación	Barras tipo A y AW para perforaciones de menos de 15 metros y barras tipo N o NW para perforaciones de mayor profundidad.
Martillo	Martillo standard con un peso de 63,5 kg y una altura de caída de 762 mm
Soga	Dos vueltas de sogas alrededor de la roldada de izaje
Perforación	De 100 a 130 mm de diámetro hecho con el sistema de perforación con lodos bentoníticos para el estabilizado de las paredes de la perforación
Herramientas de perforación	Con deflector de corriente ascendente del lodo de perforación (Tricono o mecha de perforación)
Frecuencia de golpeo	De 30 a 40 golpes por minuto
Medición de la resistencia a la penetración	Medido en intervalos de 150 mm para la penetración de los 450 mm totales.

Otra forma de corregir el valor de “N” si se utiliza un equipo no standard, para trasformarlo en un valor de N_{60} podrá ser obtenido a través de la siguiente ecuación:

$$N_{60} = N \cdot C_{60}$$

Donde el valor de C_{60} se obtiene como el producto de varios factores de corrección, que se pueden obtener de la tabla que se adjunta, en ella se detallan varios factores de corrección para la eficiencia de los equipos considerados no satandarizados dados por distintos autores.

Factores de corrección para procedimientos y equipos no standard

Corrección por	Factor de corrección	Referencia
Martillo no standard DH = Martillo de forma anular ER = Relación de energía	$C_{HT} = 0,75$ para DH con sogas y polea $C_{HT} = 1,33$ para DH con disparador automático y ER = 80 %	Seed et al (1985)
Martillo no standard en el peso o en la altura de caída W = Peso H = Altura de caída	$C_{HW} = \frac{HxW}{63,5x762}$	Seed et al (1985)
Sacamuestras no standard (sacamuestras para usar con tubos en su interior pero usado sin tubos)	$C_{SS} = 1,10$ para arenas sueltas $C_{SS} = 1,20$ para arenas densas	Seed et al (1983)
Sacamuestras no standard sacamuestras no standard con tubos en su interior	$C_{SS} = 0,90$ para arenas sueltas $C_{SS} = 0,80$ para arenas densas	Skempton (1986)
Barras de perforación cortas	$C_{RL} = 0,75$ para barras de 0 a 3 m de largo	Seed et al (1983)
Diámetro de la perforación no standard	$C_{BD} = 1,05$ para un diámetro de 150 mm $C_{BD} = 1,15$ para un diámetro de 200 mm	Skempton (1986)

Nota: N = Valor del SPT sin corregir

$$C_{60} = C_{HT} \cdot C_{HW} \cdot C_{SS} \cdot C_{RL} \cdot C_{BD}$$

$$N_{60} = N \cdot C_{60}$$

6° Paso: Influencia de la tapada del suelo

Teniendo el valor estandarizado de N que hemos llamado N_{60} , tenemos ahora que obtener el valor normalizado del SPT, que llamaremos $(N_1)_{60}$. Esta corrección que corresponde aplicar únicamente a los suelos granulares, deriva de los cambios que experimentan los suelos de este tipo con la presión de confinamiento, que en los mantos naturales es una función directa de la tapada o más directamente de la profundidad “z” a la que se ejecuta el ensayo.

La corrección a aplicar para obtener el ensayo normalizado y eliminar las variaciones de la presión de confinamiento, tiene en cuenta una presión efectiva de la tapada efectiva σ_v' equivalente a la presión de 1 atmósfera que equivale a 101 kPa o a 1 kg/cm² o a 10 tn/m².

La fórmula más utilizada para obtener en valor corregido por la tapada en suelos granulares es la Liao – Whitman (1986)

CAPITULO 3

$C_N = \sqrt{\frac{10.tn/m^2}{\sigma_v'}}$ Donde σ_v' se expresa en tn/m^2 y es el valor de la presión efectiva de la tapada al nivel donde se ejecuta en ensayo del SPT

$$C_N = 9,79 \cdot \sqrt{\frac{1}{\sigma_v'}} \quad \text{con } \sigma_v' \text{ en kPa}$$

Otras expresiones que pueden ser utilizadas son:

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \sigma_o'} \quad \text{Meyerhof-Ishihara (A)}$$

$$C_N = \frac{32,5}{10,2 + 20,3 \cdot \sigma_o'} \quad \text{Schmertmann (B)}$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \sigma_o'} \quad \text{Skempton (C)}$$

Se debe destacar que estas ecuaciones tienen valor para profundidades mayores a 2,5 m, es decir para presiones verticales superiores a 50 kPa.

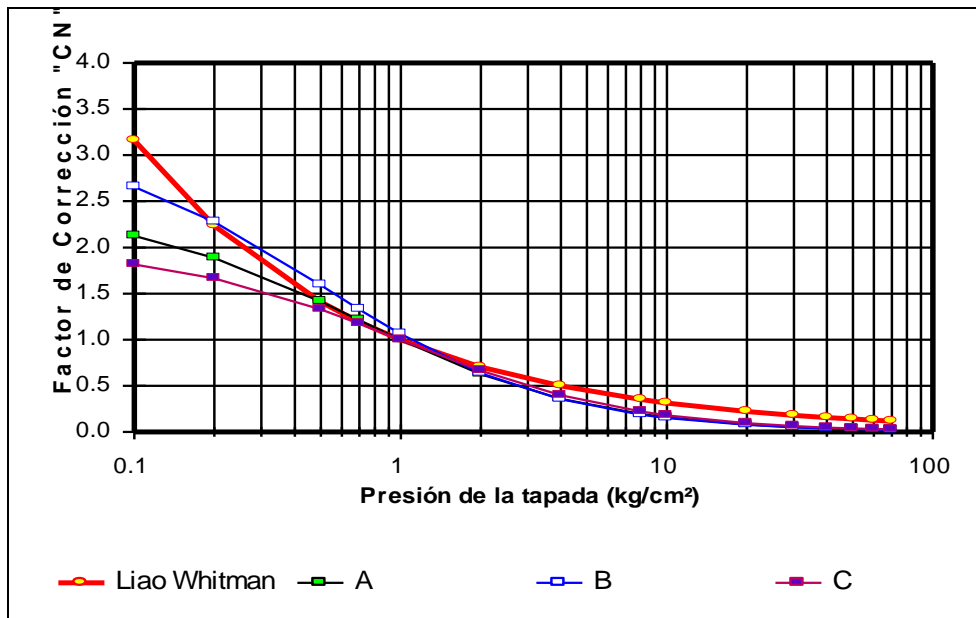


Figura 3.68: Corrección del índice del SPT por profundidad del ensayo

7° Paso: Correcciones por contenido de finos

El valor de $(N_1)_{60}$ calculado en el paso anterior, representa una medida de la densidad relativa del depósito o de la resistencia promedio a la licuefacción de **arenas limpias** con contenido de finos (CF) pasante por el tamiz N° 200, menor al 5%.

Cuando el contenido de finos de la arena investigada es mayor del 5%, el valor de $(N_1)_{60}$ debe ser corregido.

Esto se debe a que el grado de drenaje durante la ejecución del ensayo de penetración SPT, disminuye con el incremento del contenido de finos (CF), por lo tanto, el número de golpes medido durante el ensayo, subestima la resistencia a la licuefacción en las arenas limosas. Para compensar este efecto se recomienda aumentar el número de golpes del SPT a medida que aumenta el contenido de finos del suelo granular, es decir el valor de $(N_1)_{60}$ debe ser incrementado en una cantidad $\Delta(N_1)_{60}$ que dependerá del contenido de finos del suelo

$$(N_1)_{60CF} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

El valor de $\Delta(N_1)_{60}$ puede ser evaluado a partir del contenido de finos de la arena con la siguiente ecuación propuesta por Idriss y Boulanger 2004

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1,63 + \frac{9,7}{CF} - \left(\frac{15,7}{CF}\right)^2\right)$$

La mayor posibilidad de ocurrencia de licuefacción en suelos granulares (arenas y gravas) de acuerdo a su granulometría, están dadas por las bandas que se detallan en la gráfica de la siguiente figura 3.70.

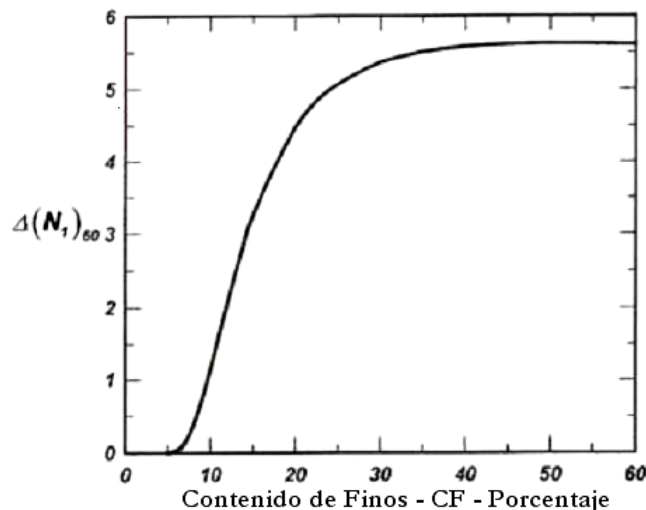


Figura 3.69: Variación de $\Delta(N_1)_{60}$ con el contenido de finos

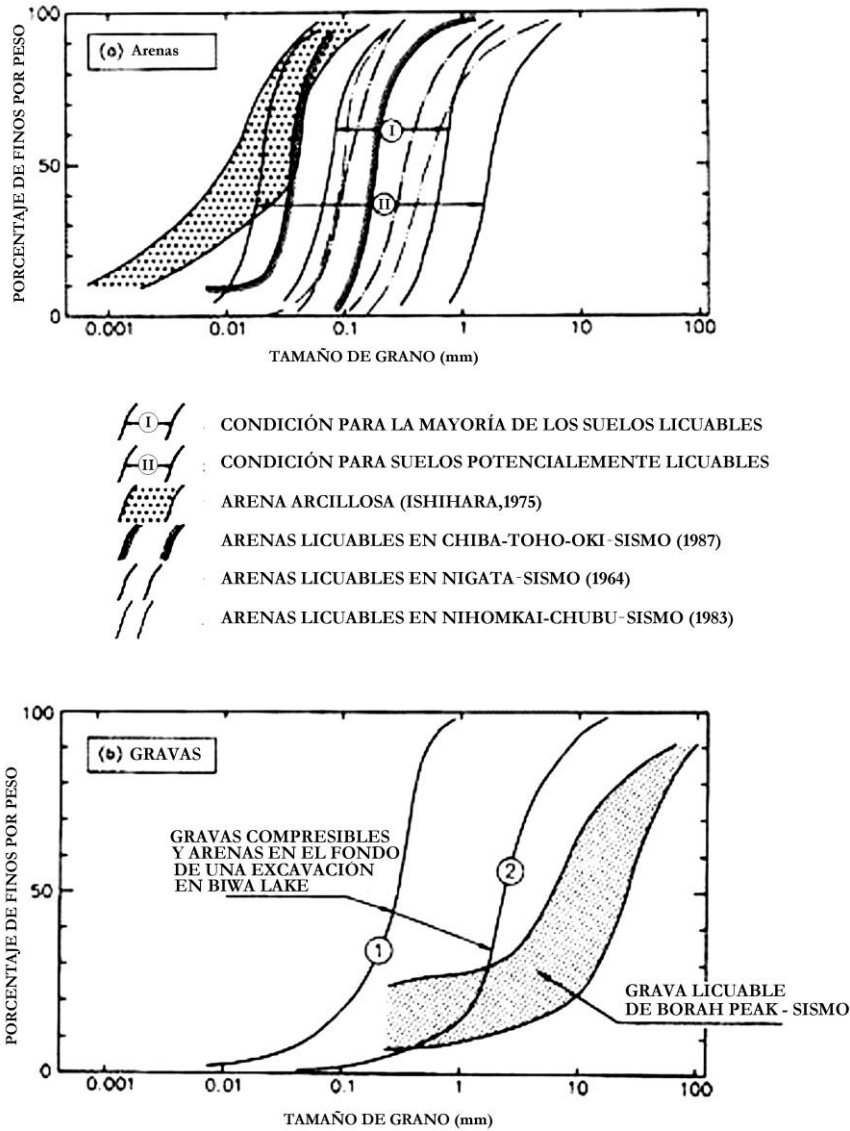


Figura 3.70: Distribución granulométrica de suelos potencialmente licuables

8° Paso: Relación de Resistencia Cíclica

Una vez calculados los valores de $(N_1)_{60CF}$ corregida por presión de la tapada, por la energía utilizada por el equipo que ejecuta el ensayo y por el contenido de finos, estamos en condiciones de evaluar cual será el esfuerzo cíclico generado por el sismo para producir licuefacción en el suelo estudiado.

Para ello se evaluaron ejecutando estudios de suelos con equipos de SPT a lo largo de muchos años en distintos sitios del planeta donde se generaron sismos y que se generaron o no problemas de licuefacción. Estos valores son ploteados en gráficos donde en ordenadas se representa la Relación de Resistencia Cíclica “CRR” máxima del suelo y en abcisas el número de golpes corregido del SPT $(N_1)_{60CF}$.

De esta forma los investigadores han podido establecer una línea divisoria donde los puntos que se ubican por encima de la misma representan a estratigrafías susceptibles de

CAPITULO 3

experimentar licuefacción, mientras que los que se ubican por debajo de la misma representan a estratigrafías donde no se sepera que ocurran problemas de licuefacción.

Las últimas investigaciones realizadas por Idriss y Boulanger 2004, permiten obtener la ecuación de la Relación de resistencia cíclica CRR para un sismo de magnitud $M = 7,5$ y una presión efectiva de $1 \text{ atm} \approx 1 \text{ kg/cm}^2 \approx 101 \text{ kPa} \approx 10 \text{ tn/m}^2$.

$$(CRR)_{M=7,5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60CF}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right]$$

La razón de resistencia cíclica CRR expresa la capacidad del suelo para resistir la licuefacción. El método simplificado determina el CRR sobre la base de valores del ensayo SPT. En la Figura que se adjunta se presentan las curvas que relaciona CRR con los valores corregidos del ensayo de SPT, para suelos no cohesivos con un contenido de finos menor que 35%.

Como hemos dicho éstas curvas son aplicables para sismos con magnitud $M = 7.5$. Para considerar la resistencia del suelo para un sismo de otra magnitud $M \neq 7,5$, debe aplicarse un factor de ajuste, el cual se estima mediante los resultados medidos y recomendados por Seed et al 1983 que se muestran en la siguiente figura.

Matemáticamente se puede utilizar la siguiente expresión para obtener el valor de K_M en función de la magnitud “M” del sismo

$$K_M = \frac{10}{M^{1,15}} + \frac{0,10}{M}$$

Los valores de $CRR_{7,5}$ proporcionados por la curva de la gráfica y por la ecuación, son válidos hasta profundidades que generen una presión efectiva menor o igual a $\sigma_v' = 1 \text{ atm}$ Para profundidades que generen una tensión mayor de $\sigma_v' = 1 \text{ atm}$ debe aplicarse un factor de corrección por sobrecarga efectiva.

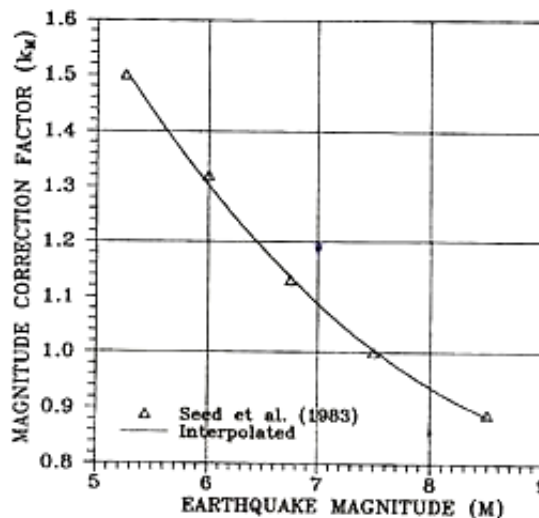


Figura 3.71: Curva para estimar la magnitud del factor de corrección K_M

CAPITULO 3

Este factor que llamaremos K_σ puede ser estimado mediante la siguiente ecuación dada por Idriss - Boulanger 2004: Figura 3.72

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln\left(\frac{\sigma_v'}{Pa}\right) \leq 1$$

Dónde:

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0,3$$

Finalmente se debe aplicar una tercera corrección por tensiones de corte estáticas, generalmente provocadas por las tensiones inducidas por la estructura que se analiza, esta corrección se indica con " K_α " en la que α es la relación de tensiones estáticas $\alpha = \tau_{ho}/\sigma_v'$ que puede ser calculada con las cartas de distribución de tensiones en un medio elástico, adoptadas por la geotecnia, en función de la forma y la tensión de contacto de la base. Figura 3.73

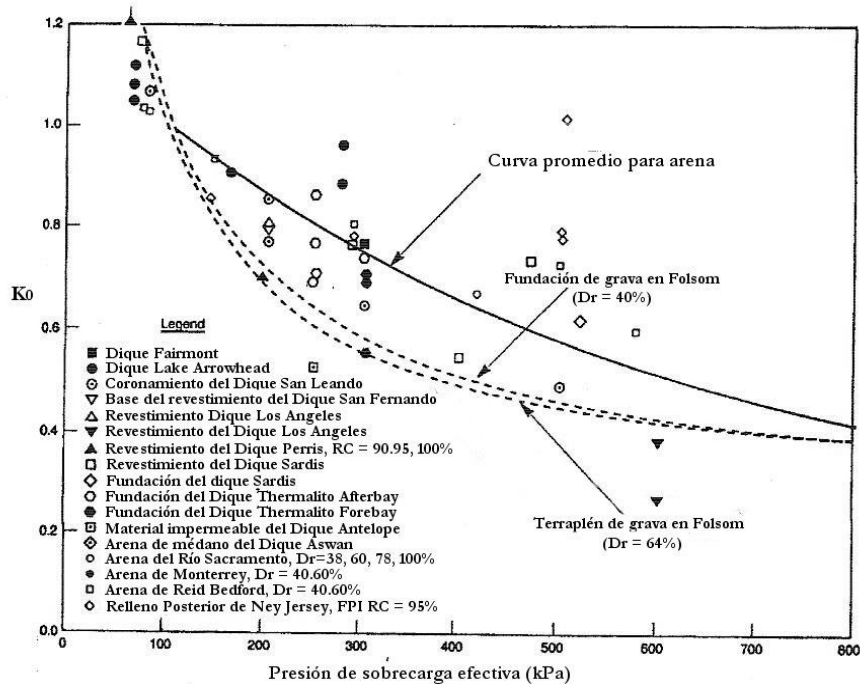


Figura 3.72: Curva para estimar el coeficiente de corrección " K_σ "

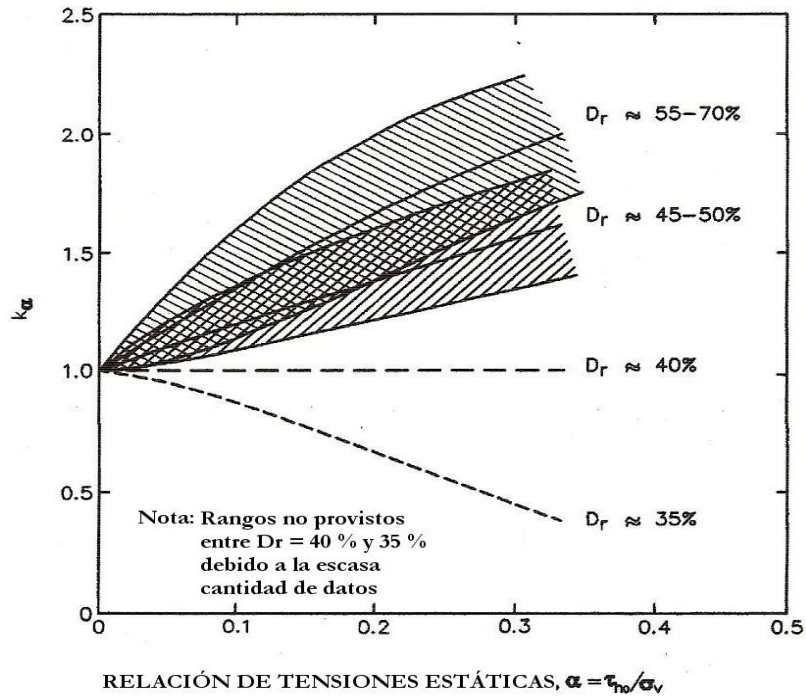


Figura 3.73: Estimación del coeficiente de corrección K_α

Por lo tanto, el valor CRR, para cualquier sismo particular y para cualquier profundidad se determina mediante la expresión:

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha$$

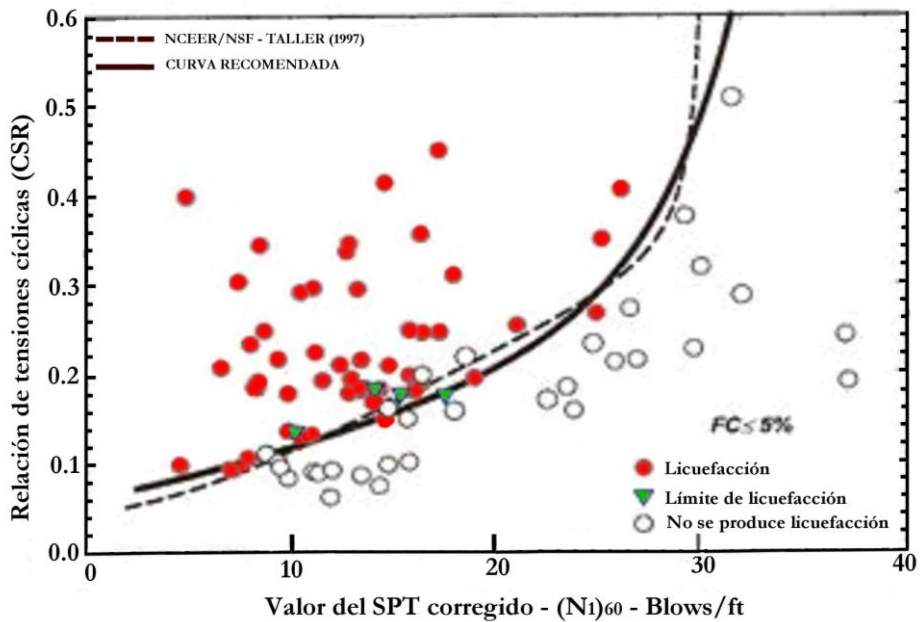


Figura 3.74: Casos históricos de arenas limpias que han experimentado licuefacción en función del valor del SPT corregido

CAPITULO 3

Finalmente la susceptibilidad de los suelos a experimentar licuación, se expresa generalmente en términos de un factor de seguridad que represente la posibilidad de que se produzca licuación, o no.

Este coeficiente se define como la relación entre la resistencia del suelo a experimentar licuación, expresada como las tensiones cíclicas requeridas para causar licuación y las tensiones cíclicas generadas por el sismo de diseño.

CRR_M = Relación de Resistencia Cíclica máxima que presenta el suelo para un sismo de magnitud M

CSR_M = Relación de Tensiones Cíclicas impuestas por el sismo de magnitud M.

$$F_S = \frac{CRR_M}{CSR_M}$$

En la página siguiente se adjunta una tabla de cálculo realizada en Excel con un ejercicio completo, calculado hasta una profundidad de 15 m con arenas limosas susceptibles de experimentar fenómenos de licuefacción. Se supone que en la región existe la posibilidad de ocurrencia de un sismo de magnitud $M = 7,5$ con una pseudo aceleración en superficie de $a/g = 0,3$.

Se destaca además que los ensayos de SPT se ejecutaron con un equipo que transmite una energía del 85 % de la teórica nominal.

CAPITULO 3

CALCULO DE LICUEFACCIÓN																						
Magnitud del sismo: M = 7.5			Nivel de la napa w = 2			m																
Seudo aceleración a/g = 0.3			Densidad sat. $\gamma_{sat} = 19.5$			kN/m ³			Fs = CRR _M / CSR _M													
Energía del SPT E = 85 %			Densidad Humeda $\gamma = 18$			kN/m ³																
Profundidad	Contenido de finos	Tipo de Suelos	N	σ_v	σ'_v	C _M	C ₆₀	(N ₁) _{60CF}	Dr	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	r _d	MSF	CSR _M	K _M	K _{α}	C _{σ}	K _{σ}	CRR _{7.5}	CRR _M	Fs	Aplicable
m	%	CU							%													
1	22	SM	5	18.0	18.0	2.31	1.417	17	60	-0.03	0.00	1.00	1.00	0.19	1.00	1.00	0.12	1.00	0.17	0.17	0.88	No
2	21	SM	6	36.0	36.0	1.63	1.417	19	63	-0.08	0.01	0.99	1.00	0.19	1.00	1.00	0.13	1.00	0.19	0.19	0.98	No
3	19	SM	7	73.5	63.7	1.23	1.417	16	60	-0.13	0.02	0.98	1.00	0.22	1.00	1.00	0.12	1.00	0.17	0.17	0.76	Si
4	18	SM	8	93.0	73.4	1.14	1.417	17	61	-0.20	0.02	0.97	1.00	0.24	1.00	1.00	0.12	1.00	0.17	0.17	0.72	Si
5	17	SM	8	112.5	83.0	1.07	1.417	16	59	-0.27	0.03	0.96	1.00	0.25	1.00	1.00	0.12	1.00	0.16	0.16	0.65	Si
6	21	SM	11	132.0	92.7	1.02	1.417	20	67	-0.34	0.04	0.95	1.00	0.26	1.00	1.00	0.14	1.00	0.21	0.21	0.80	Si
7	22	SM	10	151.5	102.4	0.97	1.417	18	63	-0.42	0.05	0.94	1.00	0.27	1.00	1.00	0.13	1.00	0.19	0.19	0.70	Si
8	24	SM	10	171.0	112.1	0.92	1.417	18	63	-0.50	0.06	0.92	1.00	0.27	1.00	1.00	0.12	0.99	0.18	0.18	0.66	Si
9	21	SM	12	190.5	121.8	0.89	1.417	20	65	-0.59	0.07	0.91	1.00	0.28	1.00	1.00	0.13	0.98	0.20	0.20	0.71	Si
10	18	SM	12	210.0	131.4	0.85	1.417	19	64	-0.68	0.08	0.90	1.00	0.28	1.00	1.00	0.13	0.97	0.19	0.18	0.66	Si
11	10	SP-SM	22	229.5	141.1	0.82	1.417	27	76	-0.77	0.09	0.88	1.00	0.28	1.00	1.00	0.18	0.94	0.34	0.32	1.15	Si
12	12	SP-SM	24	249.0	150.8	0.80	1.417	29	80	-0.87	0.10	0.87	1.00	0.28	1.00	1.00	0.20	0.92	0.44	0.40	1.44	Si
13	12	SP-SM	26	268.5	160.5	0.77	1.417	31	81	-0.96	0.11	0.85	1.00	0.28	1.00	1.00	0.21	0.90	0.52	0.47	1.69	Si
14	13	SM	30	288.0	170.2	0.75	1.417	34	86	-1.06	0.12	0.84	1.00	0.28	1.00	1.00	0.25	0.87	0.98	0.85	3.08	Si
15	14	SM	31	307.5	179.8	0.73	1.417	35	87	-1.16	0.13	0.82	1.00	0.27	1.00	1.00	0.26	0.85	1.10	0.93	3.40	Si

10.- TEORÍA DEL ESTADO CRÍTICO

Todas las estructuras conformadas por suelo (arcillas, limos, arenas y gravas) cuando son sometidas a carga externas que generan incrementos de las tensiones internas, dan origen a esfuerzos de corte que producen deformaciones dentro de la misma. Cuando estas estructuras están saturadas, las deformaciones se generan en el tiempo dependiendo éste, fundamentalmente de la permeabilidad del manto y de sus posibilidades de drenaje.

En las gravas y en las arenas, estas deformaciones prácticamente son instantáneas mientras que en los limos y las arcillas, que tienen coeficiente de permeabilidad bajos, los tiempos en que se producen, son mucho más prolongados. Esta evolución de las deformaciones en el tiempo, indican que es de suma importancia al proyectar una obra civil, relacionar el estado tensional inducido en el suelo, con los cambios de volumen que se producen en su masa, a corto y a largo plazo.

En 1958, un grupo de investigadores de la universidad de Cambridge encabezado por el Prof. Roscoe, desarrollan por primera vez un trabajo donde presentan un modelo en el que se interrelacionan los estados tensionales con las deformaciones y en el que se define el paso del estado elástico al estado plástico en los suelos, que se produce para un **volumen específico crítico** “ v_c ” o para una **relación de vacíos crítica** “ e_c ”

En este trabajo el volumen específico queda definido como la relación entre el volumen total y el volumen de sólidos.

$$v = \frac{V_t}{V_s} = \frac{V_v + V_s}{V_s} = 1 + e$$

En algunos textos, la teoría del estado crítico, se trata utilizando como referencia del cambio de volumen del suelo ensayado, el **volumen específico** “ v ” y en otros la **relación de vacíos** “ e ”.

Básicamente esta nueva teoría se basa en una forma distinta a la vista hasta acá, de la representación de las tensiones, que nos permite además obtener en un mismo gráfico las tensiones totales, las tensiones efectivas y las tensiones neutras, asociadas a las deformaciones volumétricas de la masa de suelos solicitada.

En la teoría del estado crítico, se define además una **superficie de estado límite** representada en un gráfico tridimensional de e, q, p' (Figura 3.59) de tal forma que cuando una combinación del estado tensional efectivo ($\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$) con una relación de vacíos específica (e), llegan a ésta superficie, la masa de suelo entra en fluencia.

Para comprender mejor la relación entre las tensiones y las deformaciones que se producen en los suelos, tenemos que definir nuevos ejes de representación.

CAPITULO 3

Para ello representaremos en ordenadas al igual que hacíamos con los ensayos triaxiales, el valor de la tensión desviante en términos de presiones efectivas $\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ a la que llamaremos “q”.

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

En abscisas en cambio, representaremos en lugar de ϵ , el valor de la tensión media efectiva, que llamaremos p' .

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

e = relación de vacíos

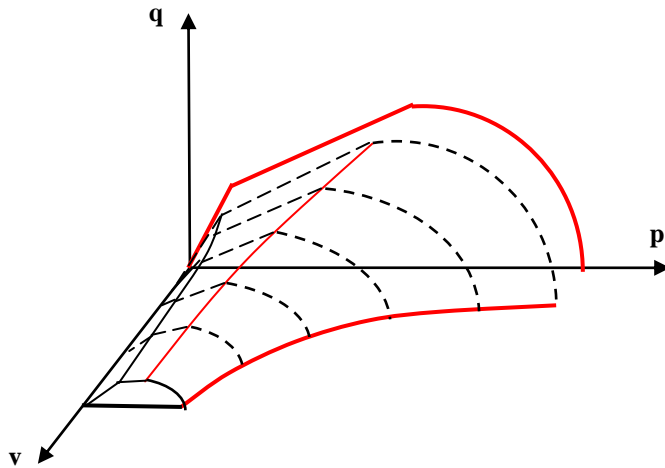


Figura 3.75: Superficie de fluencia

En la figura 3.75, en su parte izquierda, se puede ver una representación tradicional de las curvas de “tensión – deformación” de un ensayo triaxial, consolidado en la primera etapa y luego con drenaje impedido donde a la vez que se carga la probeta se genera en el interior de la misma una presión del agua de poros o presión neutra (u) que medimos.

En la parte derecha de la misma figura, se ve una representación del mismo ensayo en un diagrama ($q - p'$) en la que se nota que el eje de la ordenada, coincide con el gráfico de la izquierda ya que en ambos tenemos la tensión desviante.

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

Por otra parte en el eje de abscisa tendremos:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) = \frac{1}{3}(\sigma'_1 - \sigma'_3 + 3\sigma'_3) = \frac{q'}{3} + \sigma'_3$$

CAPITULO 3

Con lo que nos queda

$$p' = \frac{q'}{3} + \sigma'_3$$

Si analizamos la ecuación del eje de ordenadas veremos que los valores en presiones totales y en tensiones efectivas, coinciden ya que:

$$q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3) = [(\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)] = \sigma_1 - u - \sigma_3 + u = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

Por este motivo el valor de “q” se lo escribe sin el apóstrofe que indica que se trata de una presión efectiva. Por otra parte en el eje de abscisa si medimos σ_3 en término de presiones totales tendremos:

$$p' = \frac{q}{3} + (\sigma_3 - u)$$

Esto nos indica que para un valor nulo de la tensión desviante $q = (\sigma_1 - \sigma_3) = 0$ el valor de $p' = \sigma'_3$ mientras que para valores ascendentes de la tensión desviante “q” la trayectoria de los esfuerzos totales en el gráfico $q - p'$, representados en la figura por la línea verde, se alinean según una recta que comienza en σ'_3 y cuya pendiente es de 1 en abscisa y 3 en ordenadas.

Si estamos ejecutando un ensayo no drenado con medición de presiones neutras, a partir de esta representación, podemos obtener también la representación de la variación de las tensiones efectivas, restando en cada punto de la línea verde (que representa las tensiones totales) el valor de la presión neutra medida con su correspondiente signo. Obteniendo como resultado la línea roja en la gráfica de la derecha de la figura 3.76, que representa la variación de las presiones efectivas.

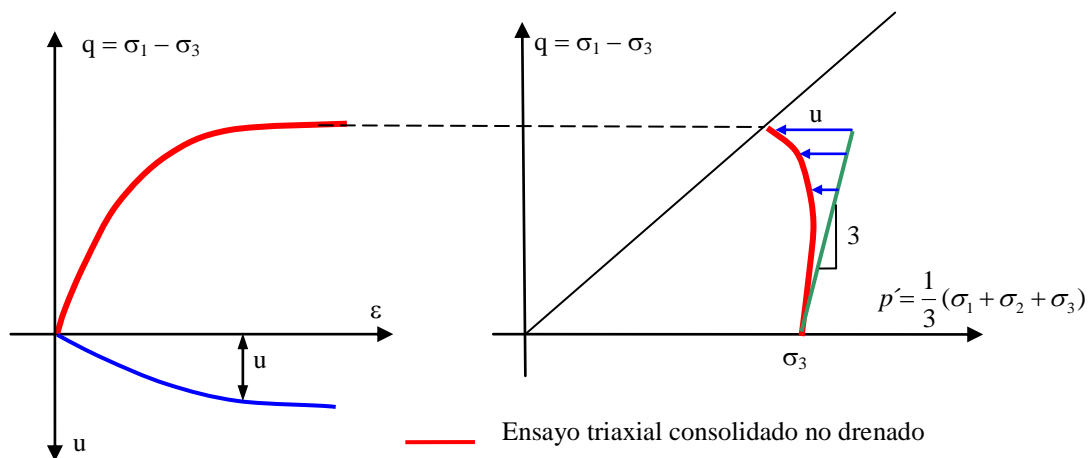


Figura N° 3.76: Representación en el plano $q - p'$ de un ensayo triaxial consolidado, no drenado con medición de “u”

Si sobre el mismo suelo que se ensaya en la figura ejecutamos ahora un ensayo triaxial consolidado, drenado “S”, en el que durante todo el ensayo mantenemos $u = 0$ y lo representamos en la gráfica de la figura 3.77, veremos que como los valores de “u” durante todo el ensayo son nulos $u = 0$, la gráfica seguirá la línea verde de pendiente 1:3 hasta la rotura, ya que coincidirán las tensiones totales con las tensiones efectivas ($u = 0$).

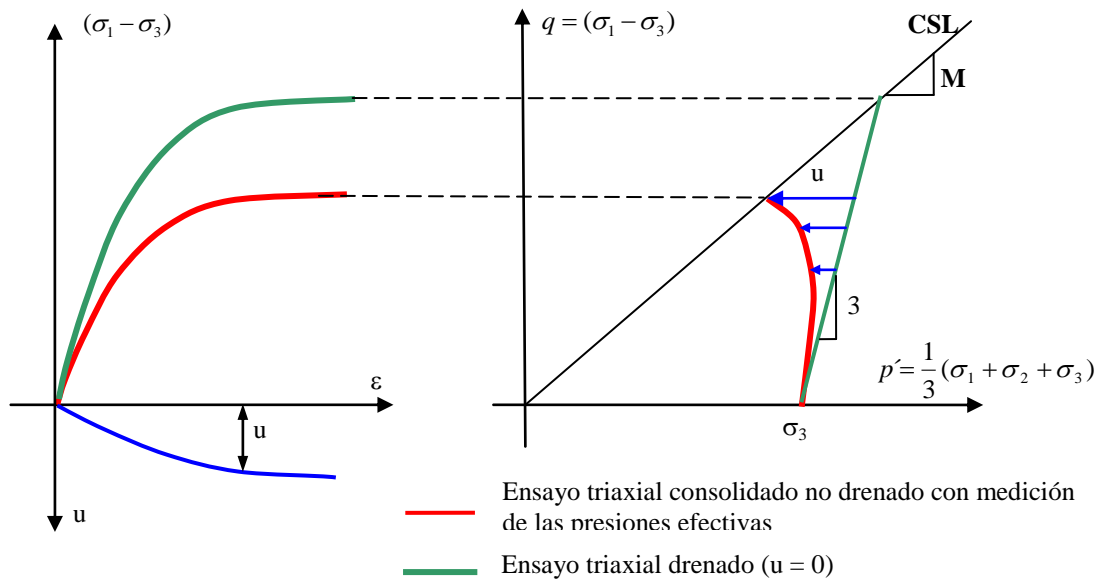


Figura N° 3.77: Representación en el plano $q - p'$ de un ensayo triaxial R y de un ensayo triaxial S

Como observamos en la figura 3.77 (parte derecha), en la gráfica de $q - p'$, los puntos de falla en términos de presiones efectivas, tanto para el ensayo “R” como para el “S”, se alinean según una recta que pasa por el origen de coordenadas y tiene una pendiente $M = q/p'$ que se denomina **Curva de Estado Crítico** (del inglés **CSL critical state line**) o línea de falla y que no es otra cosa que la proyección de la superficie de estado crítico representada (figura 3.75) en un gráfico tridimensional de $p'/q/e$ y abatida sobre el plano $p' - q$.

10.1.- Relaciones con los parámetros de corte de Mohr - Coulomb

A partir de lo que hemos visto, podemos además relacionar el valor de la pendiente de la línea de falla “M” con los parámetros de corte efectivos ($c' = 0$) deducidos por la teoría de Mohr - Coulomb, haciendo a partir de la figura 3.77 las siguientes deducciones:

Hemos visto que la tensión desviante se representa por $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ y que además la tensión normal promedio como:

$$p' = \sigma'_3 + \frac{q}{3}$$

CAPITULO 3

Por lo tanto si hacemos:

$$\sigma'_3 = p' - \frac{q}{3}$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$$

$$\sigma'_1 + 2\sigma'_3 = 3p'$$

$$\sigma'_1 + \sigma'_3 = 3p' - \sigma'_3$$

$$\sigma'_1 + \sigma'_3 = 3p' - p' + \frac{q}{3} = 2p' + \frac{q}{3}$$

$$\sigma'_1 + \sigma'_3 = \frac{6p' + q}{3}$$

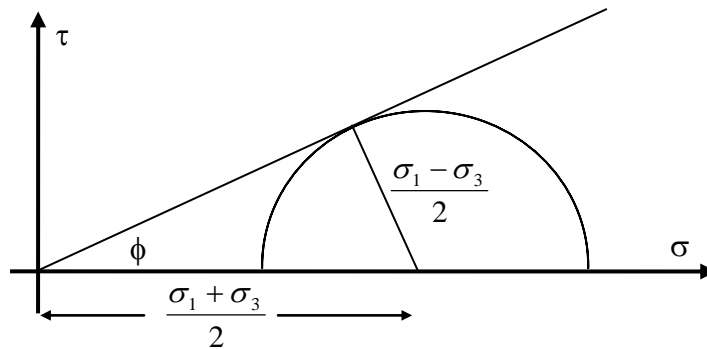


Figura N° 3.78: Curva de resistencia intrínseca para tensiones efectivas

De la figura 3.78, vemos que tratándose de un círculo en términos de presiones efectivas que contiene al punto de falla, podemos hacer:

$$\text{Sen}(\phi') = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)} = \frac{q}{6 \cdot p' + \frac{q}{3}} = \frac{3q}{6p' + q}$$

$$\text{Sen}(\phi') = \frac{3 \cdot \frac{q}{p'}}{6 + \frac{q}{p'}}$$

Como además $M = q/p'$ nos queda:

$$\text{Sen}(\phi') = \frac{3.M}{6 + M}$$

$$M = \frac{6.\text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')}$$

El valor de la pendiente M, también puede ser aproximado, sin mucho error, conociendo el valor de ϕ' y utilizando la siguiente ecuación:

$$M = \frac{\phi'}{23} - 0,1$$

10.2.- Relación de las tensiones con las deformaciones

Para relacionar los distintos estados tensionales de una probeta de suelos normalmente consolidado, cuando es sometida a un esfuerzo triaxial, ya sea en condiciones drenadas CD o en condiciones no drenadas CU, con las deformaciones volumétricas que se generan “e”, tenemos que representar dos gráficas que tengan un eje en común, que en este caso será el eje de las tensiones efectivas p' .

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2.\sigma_3)$$

Para ello en la figura 3.79, representamos en el gráfico superior, las tensiones desviantes en función de la tensión efectiva media p' y en el gráfico inferior los cambios volumétricos a través de la variación de la relación de vacíos “e” en función de la tensión efectiva media p' .

En esta figura además representaremos dos juegos de tres probetas cada uno, que se consolidan de a pares, bajo las distintas presiones hidrostáticas σ'_3 que se identifican como $\sigma'_{3,1} < \sigma'_{3,2} < \sigma'_{3,3}$.

Como sabemos el fenómeno de la consolidación se manifiesta en los suelos saturados, cuando los mismos tienen posibilidad de drenaje, disipando los incrementos de la presión de poros inducida por una presión externa. Ello se logra únicamente a expensas de un cambio de volumen que medimos a través de la disminución de la relación de vacíos.

En el gráfico de la figura 3.79, se muestra con los puntos A_1 , A_2 y A_3 la evolución de los cambios de volumen que experimentan las probetas consolidadas a las presiones hidrostáticas indicadas como $(\sigma'_{3,1}, \sigma'_{3,2}$ y $\sigma'_{3,3})$ que a partir de un valor igualitario de su relación de vacíos original, toman valores e_1 , e_2 y e_3 respectivamente y que definen la curva normal de consolidación (del inglés NCL *normal consolidation line*).

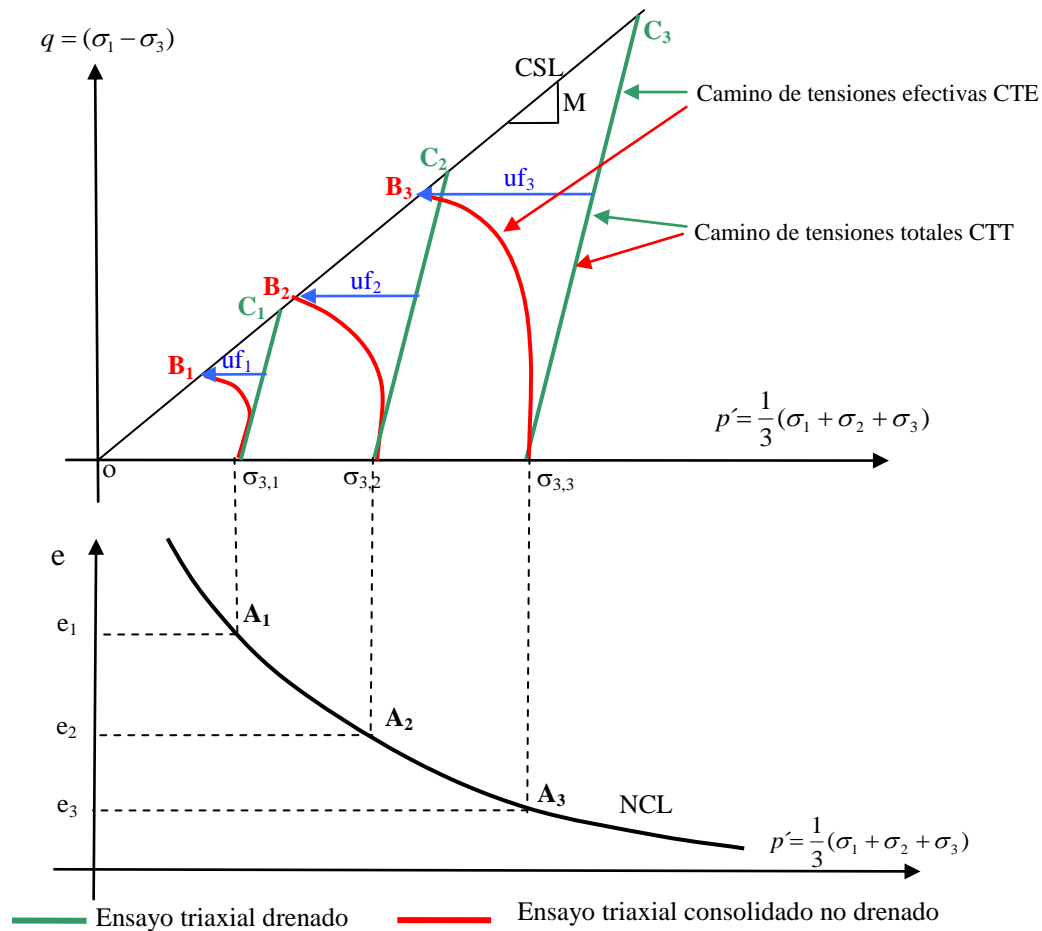


Figura N° 3.79: Representación en el estado crítico de los caminos de tensiones totales y efectivas para ensayos “R” y “S” y de la línea de consolidación isotrópica en el plano $p' - v$

Se aprecia también en la figura 3.79 que para el ensayo consolidados no drenado CU “R”, la línea verde representa el camino de tensiones totales (CTT) y la línea roja el camino de tensiones efectivas (CTE), mientras que para el ensayo consolidado drenado CD “S”, en la línea verde coinciden los caminos de tensiones efectivas CTE y el de tensiones totales CTT ya que en un ensayo drenado, la presión neutra es nula ($u = 0$).

Para analizar los cambios de volumen que se producen en ambos ensayos por la aplicación de la tensión desviante “ q ”, analizaremos cada ensayo por separado.

10.3.- Ensayo Consolidado no drenada CU “R”

En primer término trataremos los ensayos consolidados, no drenados CU “R”, donde luego de una primera etapa de consolidación, en la que se permite el drenaje, sobreviene la segunda etapa del ensayo en la que se aplica la tensión desviante y no se permite el drenaje, por lo tanto no hay cambios de volumen y se generan presiones en el agua de poros de la probeta. ($u \neq 0$) figura 3.80.

Durante la segunda etapa, no habrá cambios en los valores de la relación de vacíos y por lo tanto los valores: e_1, e_2, e_3 , permanecerán constantes luego de la aplicación de la

consolidación isotrópica bajo la presión hidrostática σ_3 , al aplicar la tensión desviante, los puntos A_1 , A_2 y A_3 se trasladarán horizontalmente hacia la izquierda, si los valores de $u > 0$ ($e = \text{cte}$) a los puntos B_1 , B_2 y B_3 como se muestra en la figura 3.80 debido a la disminución de p' por el incremento de las presiones neutras que se registran en el interior de las probetas analizadas y definiendo con la envolvente que une a los puntos “B”, la curva de estado crítico CSL en el plano $p' - v$.

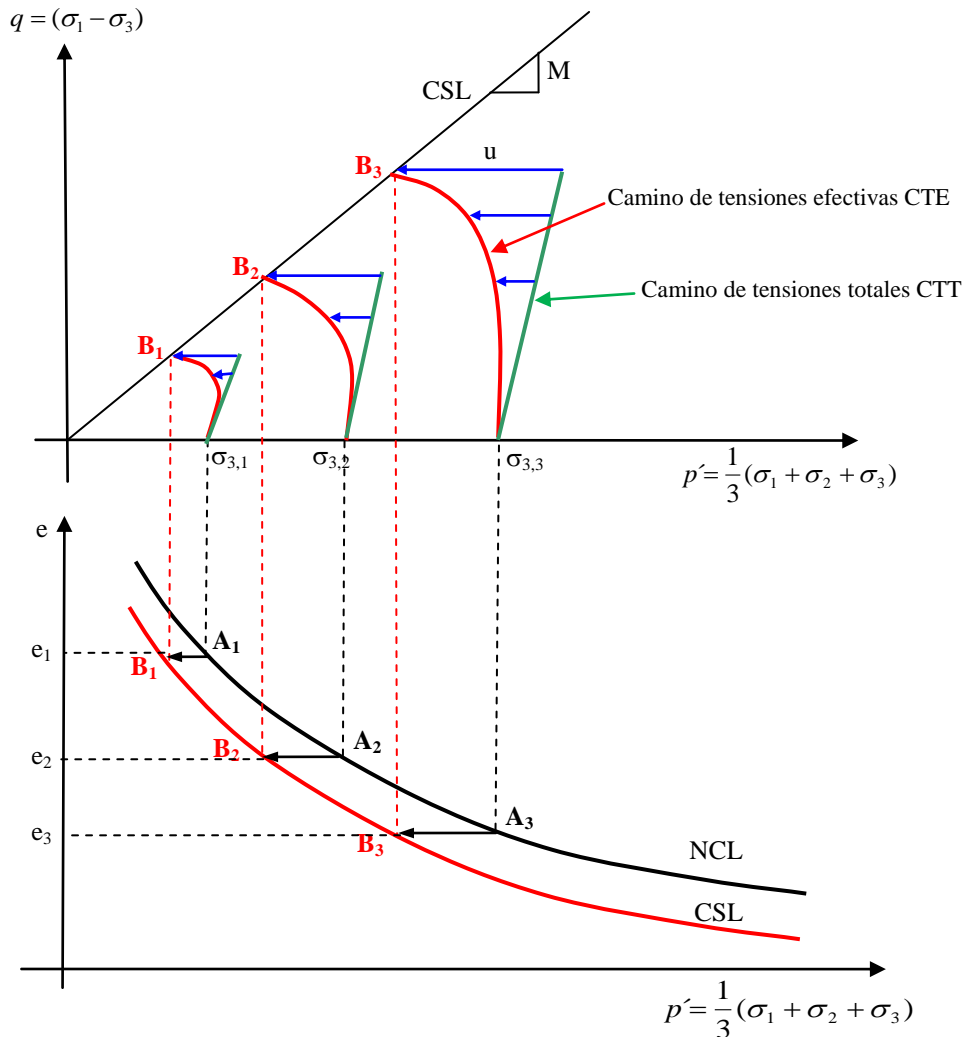


Figura N° 3.80: Ensayo triaxial consolidado, no drenado

10.4.- Ensayo consolidado drenado CD “S”

Como se aprecia en la parte superior de la figura 3.81, en un ensayo consolidado drenado “S”, la variación de la tensión desviante q , con la presión media efectiva p' queda representada por las líneas verdes para cada probeta ensayada, donde coexisten las tensiones totales y las tensiones efectivas ya que el valor de la presión neutra se mantiene durante todo el ensayo igual a cero ($u = 0$).

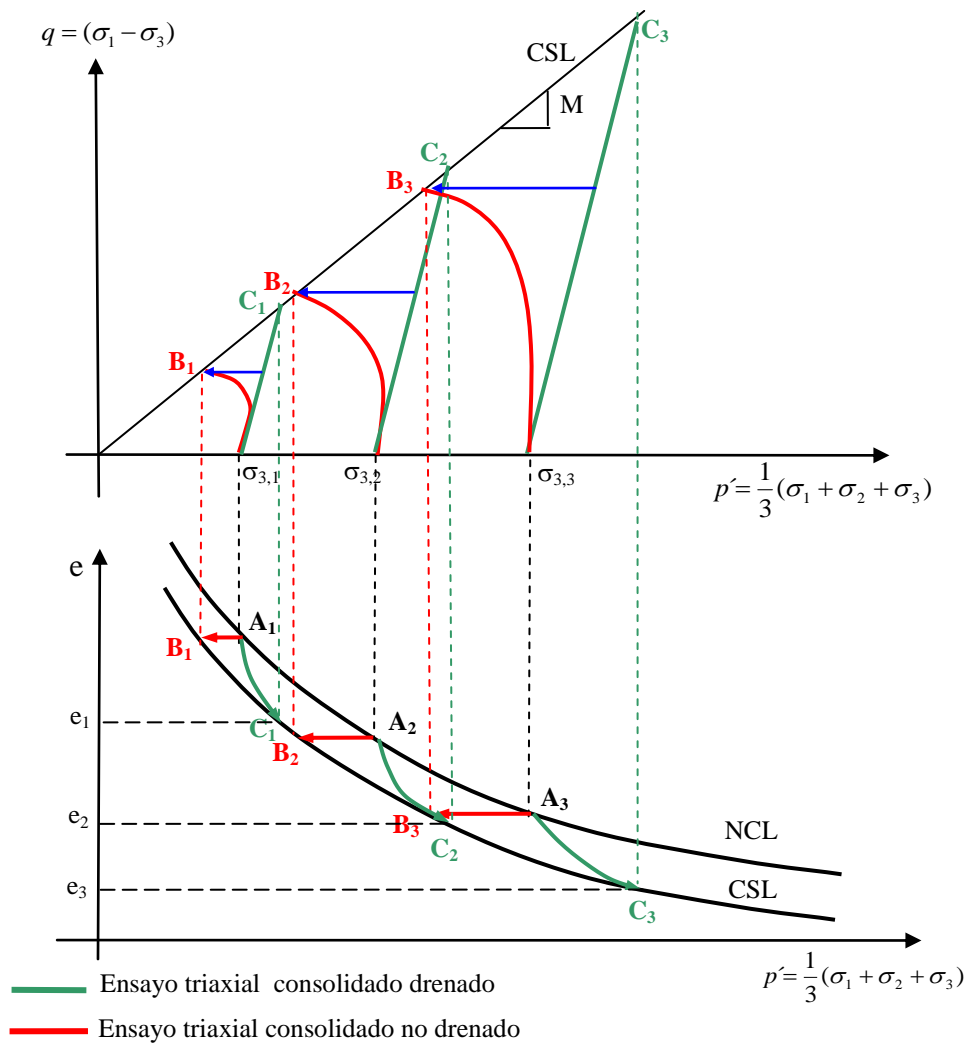


Figura N° 3.81: Ensayo triaxial consolidado, no drenado y consolidado, drenado

Se observa además que en el plano $e - p'$ que a medida que aumenta la presión efectiva media p' varía la relación de vacíos “e” ya que el ensayo es drenado y por lo tanto en las muestras se produce un cambio del volumen específico.

En el plano $e - p'$ de la figura 3.81, la disminución de “e” y el aumento de “p’” se manifiestan según el camino que se detalla con las líneas verdes de la parte inferior de la gráfica.

10.5.- Puntos característicos

Podemos ahora definir los parámetros que se utilizan para identificar los puntos característicos de estas gráficas, para poder encontrar luego las ecuaciones que las identifican y nos permiten interrelacionarlas.

Por otra parte en la figura 3.82 que se adjunta a continuación, se definen los valores de la relación del volumen específico para cada una de las gráficas en el plano $e - \ln(p')$

CAPITULO 3

Como vemos la ecuación de la línea (normalmente consolidada) NCL en su rama de compresión estará dada por:

$$e = N - \lambda \cdot \text{Ln}(p')$$

Donde λ es el coeficiente de compresibilidad en escala de los logaritmos naturales

$$\lambda = Cc/2,3$$

Mientras que en la rama de descarga o de recuperación elástica estará dada por:

$$e = v_{\kappa} - \kappa \cdot \text{Ln}(p')$$

Donde κ representa el coeficiente de recuperación elástica de la muestra cuando experimenta una descompresión y se asemeja, en otra escala, al coeficiente Cs de los ensayos de consolidación

$$\kappa = Cs/2,3$$

El plano $q - p'$ la ecuación será:

$$q = \eta \cdot p' \text{ donde } \eta < M$$

Del mismo modo la ecuación de la línea correspondiente al estado crítico correspondiente a la tensión residual o de rotura para una gran deformación, CSL en el plano $e - \text{Ln}(p')$ estará definida como:

$$e = \Gamma - \lambda \cdot \text{Ln}(p')$$

Y en el plano $q - p'$ será:

$$q = M \cdot p'$$

Analizando estas ecuaciones vemos que en el estado crítico tendremos:

$$\text{Ln}(p') = \frac{\Gamma - e}{\lambda}$$

$$p' = \exp \frac{\Gamma - e}{\lambda}$$

$$q = M \cdot p' = M \cdot \exp \frac{\Gamma - e}{\lambda}$$

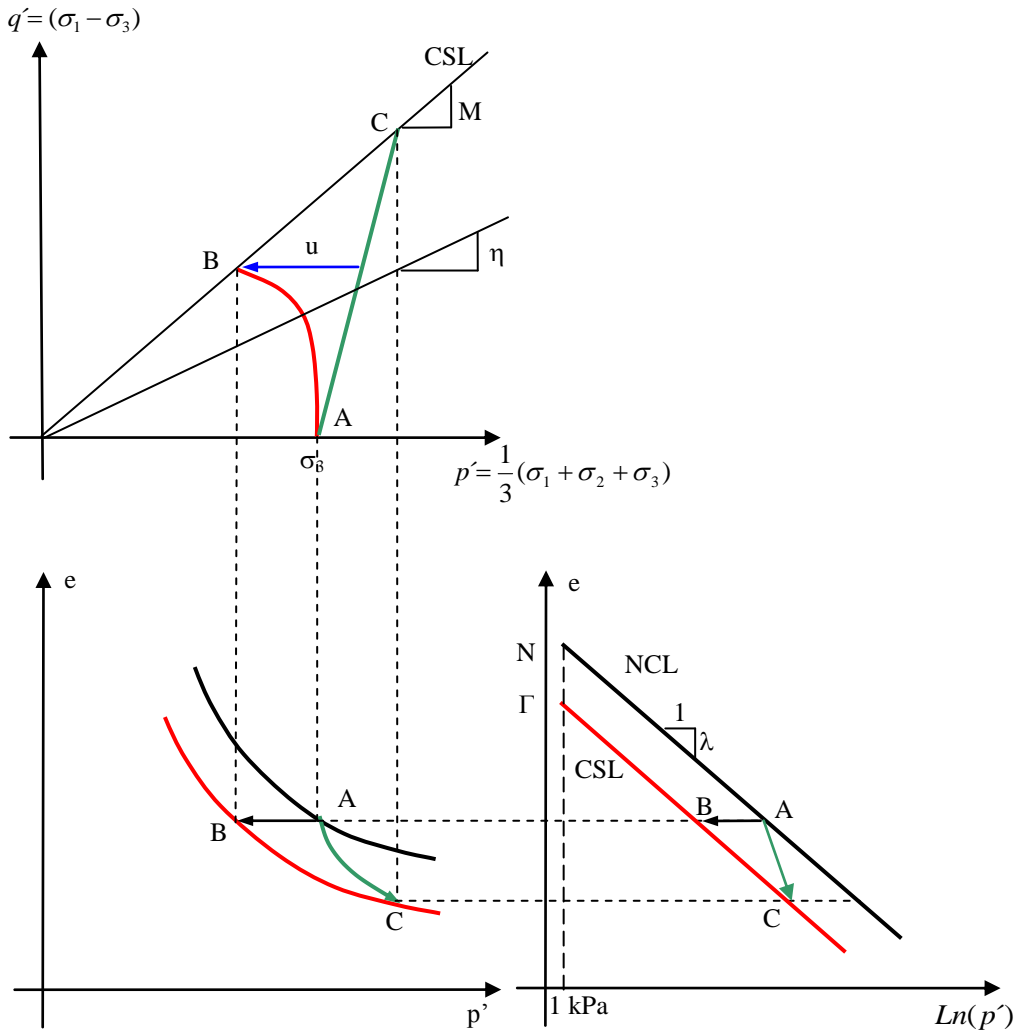
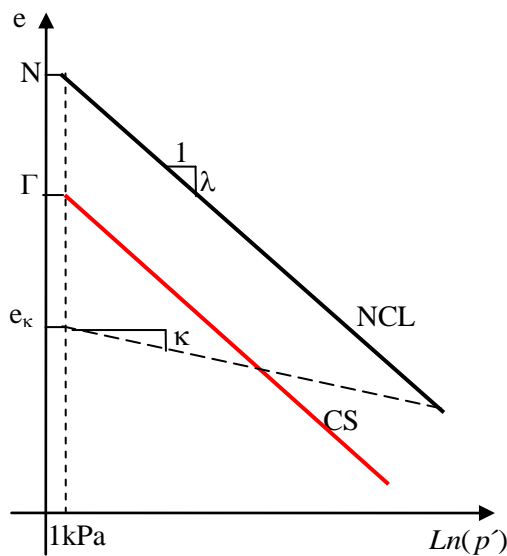


Figura N° 3.82: Estados críticos para ensayos drenados y para ensayo no drenados



N = Valor de la relación de vacíos e inicial correspondiente a a NCL para una presión $p' = 1 \text{ kN/m}^2$

Γ = Valor de la relación de vacíos e correspondiente a la CSL para una presión $p' = 1 \text{ kN/m}^2$

v_κ = Valor de la relación de vacíos e para una presión $p' = 1 \text{ kN/m}^2$ luego de la descarga.

λ = Pendiente de ambas curvas

κ = Pendiente de la curva de recuperación o de descompresión de la línea NCL

— Línea de consolidación isotrópica o de consolidación normal (NCL)

— Línea de estado crítico (CSL)

Figura N° 3.83: Parámetros característicos de modelo de estado crítico

Es común en los ensayos de laboratorio que normalmente se realizan en la mecánica de los suelos que se ejecuten ensayos de consolidación unidimensionales es decir con deformación lateral impedida, utilizando el anillo rígido correspondiente al ensayo edométrico.

En estos casos los parámetros que se obtienen con la curva de consolidación son “Cc” y “Cs” y se deducen de las gráficas de $e - \text{Log}(p')$ y que marcan la pendiente de la rama virgen de la curva de compresibilidad, tanto para la etapa de carga como para la descarga.

Como estas curvas son además paralelas a las que se obtienen en la gráfica $e - \text{Ln}(p')$ podemos obtener los valores aproximados de λ y κ haciendo:

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \qquad \kappa = \frac{C_s}{2,3}$$

10.6.- Propiedades índices y resistencia al corte en estado crítico

Considerando las experiencias de Skempton y Northey del año 1953, en las que observaron que para suelos de similares composición mineralógica, existía una relación constante entre la cohesión con la humedad del límite líquido y la cohesión del mismo suelo con la humedad del límite plástico. Y teniendo en cuenta además la teoría del estado críticos o de “Cam Clay” representada esquemáticamente y en parte, en la figura 3.67, donde se

CAPITULO 3

representa la línea de falla de pendiente “M” y la línea estado crítico (CSL) de pendiente “λ” en la representación semi logarítmica para una sollicitación de compresión no drenada.

Vemos que en la gráfica superior de la figura 3.84, que sobre la línea de falla de pendiente “M” podemos representar los valores de la tensión de confinamiento y de su correspondiente tensión desviante para un suelo que tenga en un punto la humedad del límite líquido y en el otro la humedad del límite plástico, de tal forma que la relación que vincule a este par de valores la llamaremos “R” y que queda definida por la siguiente ecuación:

$$R = \frac{c_{u_{wp}}}{c_{u_{wL}}} \quad \text{Como} \quad \frac{1}{2}q_{wL} = c_{u_{wL}} \quad \text{y} \quad \frac{1}{2}q_{wp} = c_{u_{wp}}$$

Con lo cuál de la observación de la figura 3.84 podemos obtener las siguientes relaciones.

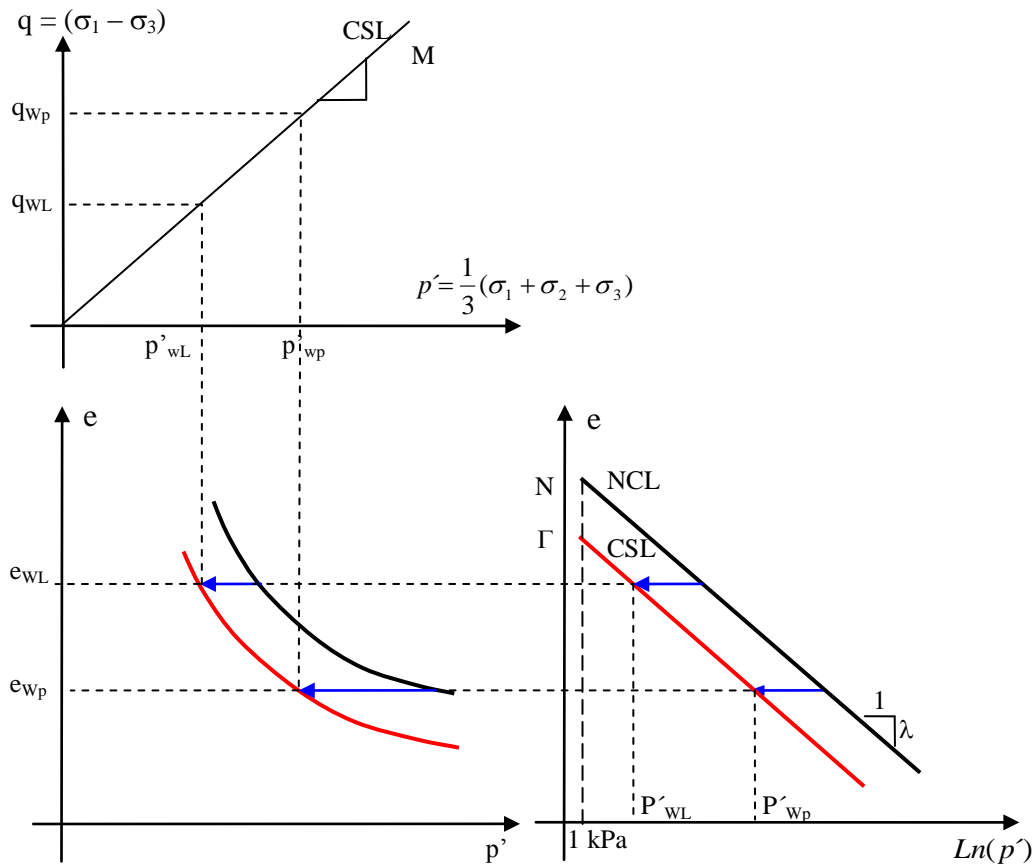


Figura N° 3.84: Propiedades índices y su relación con el modelo de estado crítico

$$q_{wP} = R \cdot q_{wL}$$

Como además:

CAPITULO 3

$$q_{wP} = p'_{wP} \cdot M \quad y \quad q_{wL} = p'_{wL} \cdot M$$

Nos queda:

$$R \cdot q_{wL} = p'_{wP} \cdot M \quad y \quad q_{wL} = p'_{wL} \cdot M$$

Igualando en M obtenemos

$$M = \frac{R \cdot q_{wL}}{p'_{wP}} = \frac{q_{wL}}{p'_{wL}} \quad y \quad en \quad conclusion \quad p'_{wP} = R \cdot p'_{wL} \quad por \quad lo \quad tanto \quad R = \frac{p'_{wP}}{p'_{wL}}$$

A partir de este gráfico de la figura 3.84 en la parte inferior y a la derecha, podemos hacer:

$$e_{wL} = \Gamma - \lambda \cdot Ln(p'_{wL}) = w_{LL} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$$e_{wP} = \Gamma - \lambda \cdot Ln(p'_{wP}) = w_{LP} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Restando las dos expresiones tendremos:

$$w_{LL} - w_{LP} = Ip = \frac{\lambda \cdot [Ln(p'_{wP}) - Ln(p'_{wL})]}{\frac{\gamma_s}{\gamma_w}}$$

$$Ip = \lambda \frac{\gamma_w}{\gamma_s} Ln\left(\frac{p'_{wP}}{p'_{wL}}\right)$$

Que al final podemos representar como:

$$Ip = \lambda \frac{\gamma_w}{\gamma_s} Ln(R)$$

$$\lambda = \frac{Ip \cdot \gamma_s}{Ln(R) \cdot \gamma_w}$$

Como además $Cc = 2,3 \cdot \lambda$

CAPITULO 3

Si sometemos una muestra de ésta arcilla normalmente consolidada bajo la tensión p' a un ensayo de compresión sin drenaje (CU) "R", la misma alcanzará la falla, manteniendo el mismo volumen específico.

$$q = M \cdot p' = M \cdot \exp \frac{\Gamma - e}{\lambda}$$

Sabemos además que en una arcilla saturada sometida a una esfuerzo que la lleve a la falla sin drenaje, el valor de la cohesión se podrá calcular haciendo

$$c_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = \frac{q}{2}$$

$$c_u = \frac{1}{2} M \cdot \exp \left[\frac{\Gamma - e}{\lambda} \right]$$

Como cuando obtenemos la muestra del manto en estudio los que hacemos en forma primaria es conocer sus propiedades índices y sus parámetros básicos, podemos obtener entonces el valor de la relación de vacíos, haciendo:

$$e = \frac{w(\%)}{100} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Donde $w(\%)$ es el valor de la humedad y γ_s es el valor del peso específico de los granos del suelo reemplazando tendremos.

$$c_u = \frac{1}{2} M \cdot \exp \left[\frac{\Gamma - 1 - \frac{w(\%)}{100} \frac{\gamma_s}{\gamma_w}}{\lambda} \right]$$

Cuando en lugar de tratarse de una arcilla normalmente consolidada, se trata de un suelo que ha sido preconsolidado, el valor de la relación de vacíos in situ será.

$$e = e_\kappa - \kappa \cdot \ln(p')$$

$$c_u = \frac{1}{2} M \cdot \exp \left[\frac{\Gamma - e_\kappa + \kappa \cdot \ln(p')}{\lambda} \right]$$

CAPITULO 3

Ejercicio:

Supongamos que estamos estudiando un manto de suelo arcilloso saturado, normalmente consolidado donde hemos efectuado ensayos sobre muestras indisturbadas obtenida a -1,00 m de profundidad y que nos arrojaron los siguientes parámetros:

$$\gamma_{\text{sat}} = 19,30 \text{ kN/m}^3; M = 1,10; e_0 = 2,40; N = 3,90; \Gamma = 3,77; w_i = 100 \% ; \gamma_s = 27,5 \text{ kN/m}^3;$$

$$W_L = 70\%; I_p = 40\%$$

$$C_c = 1,4 \cdot \frac{W_L}{100} - 0,55 = 0,50$$

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} = \frac{0,5}{2,3} = 0,217$$

$$\kappa = \frac{0,15 \cdot C_c}{2,3} = 0,033$$

$$\sigma_v' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot z = 9,50 \text{ kN/m}^3 \cdot z(\text{m}) = 9,5 \text{ kN/m}^3 \cdot z(\text{m})$$

$$\phi = (M + 0,1) \cdot 23 = (1,1 + 0,1) \cdot 23 = 27,6^\circ$$

$$k_o = (1 - \text{sen}(\phi)) = (1 - 0,463) = 0,537$$

$$p_o' = \frac{\sigma_v' \cdot (1 + 2 \cdot k_o)}{3} = \frac{9,5 \text{ kN/m}^3 \cdot z(\text{m}) \cdot (1 + 2 \cdot 0,537)}{3} = 6,57 \text{ kN/m}^3 \cdot z(\text{m})$$

La presión efectiva a -2,00 m será:

$$p_o' = 6,57 \text{ kN/m}^3 \cdot 2(\text{m}) = 13,14 \text{ kN/m}^2$$

$$e = N - \lambda \cdot \text{Ln}(p_o')$$

$$e = 3,90 - 0,217 \cdot \text{Ln}(6,57 \text{ kN/m}^3 \cdot z(\text{m}))$$

$$c_u = \frac{1}{2} M \cdot \exp\left[\frac{\Gamma - e}{\lambda}\right] = \frac{1,1}{2} \cdot \exp\left[\frac{3,77 - e}{0,217}\right]$$

$$c_u = 0,55 \cdot \exp\left[17,373 - \frac{e}{0,217}\right]$$

Profundidad m	e	Cohesión kN/m ²
5,00	3,144	9,84
10,00	2,994	19,64
15,00	2,906	29,47
20,00	2,844	39,22

10.7.- Tensión desviante máxima para un ensayo drenado

Si tenemos una muestra de suelos normalmente consolidada a la presión isotrópica $\sigma_3 = p_o'$ y sobre ella aplicamos una tensión desviante que la lleve a la falla, manteniendo siempre el sistema drenado y con una velocidad de aplicación de “q” tal, que podamos tener certeza de que $u = 0$ durante todo el proceso de carga. Podremos generar una gráfica como la de la figura 3.86, de donde podremos deducir lo siguiente:

$$q_f = 3 \cdot (p_f' - p_o')$$

Dividiendo todo por p_f' tendremos:

$$\frac{q_f}{p_f'} = 3 \cdot \left(1 - \frac{p_o'}{p_f'}\right)$$

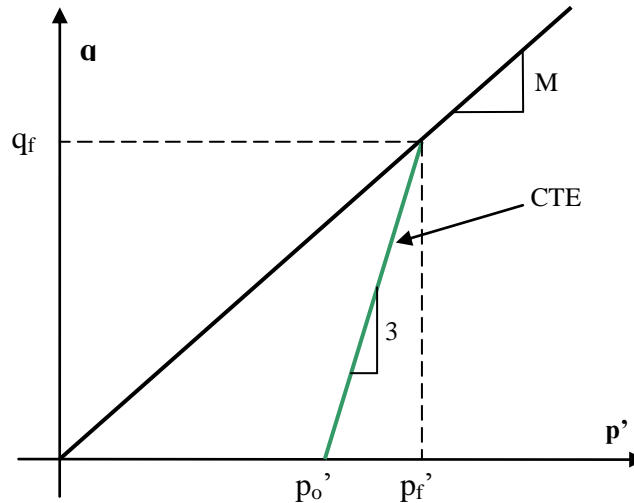


Figura N° 3.86: Tensiones de falla en el modelo de estado crítico para una situación drenada

Teniendo en cuenta que: $M = \frac{q_f}{p_f'}$ y $q_f = p_f' \cdot M$

$$M = 3 - \frac{3 \cdot p_o'}{p_f'} \quad \text{Con lo cuál} \quad 3 \cdot \frac{p_o'}{p_f'} = 3 - M$$

$$p_f' = \frac{3 \cdot p_o'}{3 - M}$$

Por lo tanto la tensión desviante en la falla para un ensayo drenado será

$$q_f = M \cdot p_f' = \frac{3 \cdot p_o' \cdot M}{3 - M}$$

10.8.- Variación de la tensión desviante en función de la humedad en ensayos no drenados

Cuando estamos haciendo un ensayo en condiciones de drenaje impedido, sobre dos muestras del mismo suelo, normalmente consolidado, la diferencia entre las resistencias de ambas muestras estará en relación directa a la variación de la relación de vacíos a la que cada una de ellas haya llegado bajo la tensión de consolidación. A continuación veremos cual sería la diferencia y la sensibilidad de los valores a pequeñas variaciones de la humedad o lo que es lo mismo, en un suelos normalmente consolidado, de su relación de vacíos. Figura 3.87.

Sabemos que en un ensayo no drenado no hay cambio de volumen en la segunda etapa del ensayo, por lo tanto, $\Delta V = 0$ y en consecuencia también $\Delta e = 0$ y que conociendo el valor de e_o y de Γ podemos escribir la siguiente ecuación:

$$e_o = \Gamma - \lambda \cdot \ln(p_f')$$

De ésta ecuación podemos despejar el valor de la tensión desviante en la falla y obtener:

$$p_f' = e^{\left[\frac{\Gamma - e_o}{\lambda}\right]} \quad q_f = M \cdot p_f' \quad q_f = M \cdot e^{\left[\frac{\Gamma - e_o}{\lambda}\right]}$$

Por lo tanto el valor de la cohesión no drenada para cada muestra analizada, estará dada por la siguiente ecuación:

$$c_u = \frac{1}{2} \sigma_d = \frac{1}{2} q_f = \frac{1}{2} M \cdot e^{\left[\frac{\Gamma - e_o}{\lambda}\right]}$$

Si como dijimos al comienzo tenemos dos muestras del mismo material, con una pequeña diferencia de humedades entre sí, de tal forma que podamos calcular los valores de sus relaciones de vacíos e identificarlos como e_A y e_B respectivamente. Podemos calcular la relación entre las mismas haciendo:

$$\frac{c_{uA}}{c_{uB}} = \frac{\frac{1}{2} M \cdot e^{\left[\frac{\Gamma - e_{oA}}{\lambda} \right]}}{\frac{1}{2} M \cdot e^{\left[\frac{\Gamma - e_{oB}}{\lambda} \right]}} = e^{\left[\frac{\Gamma - e_{oA} - \Gamma + e_{oB}}{\lambda} \right]}$$

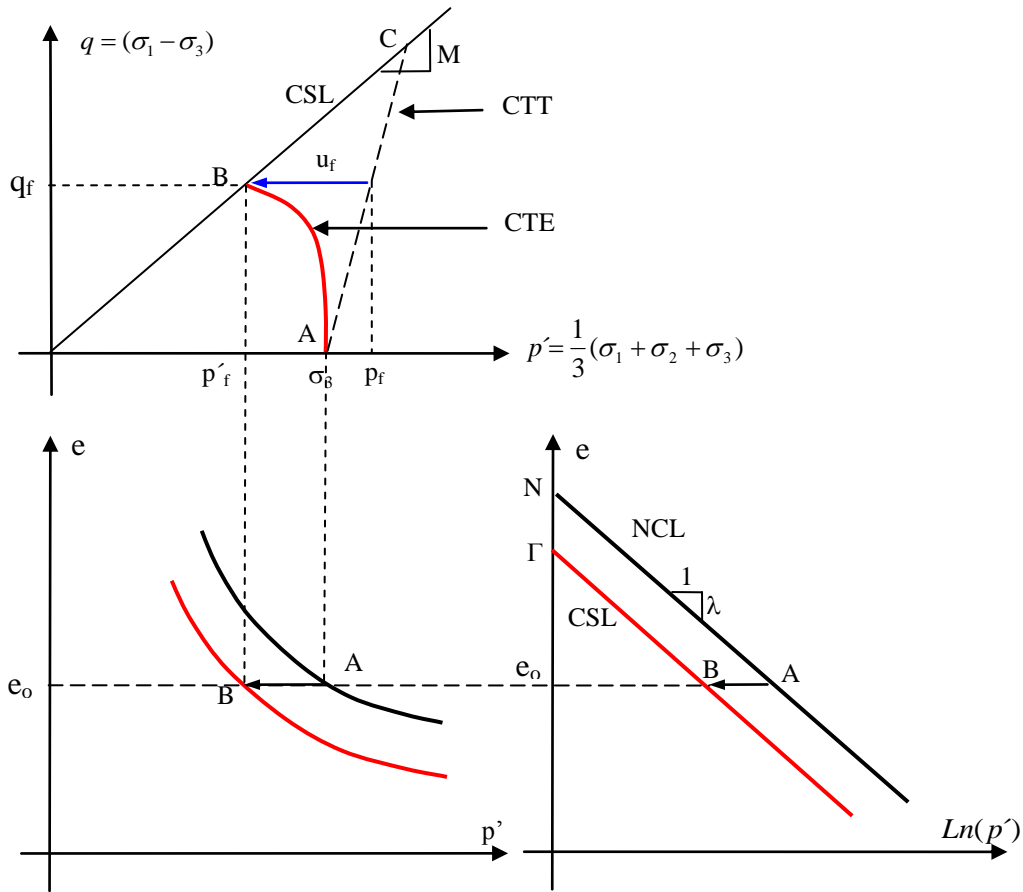


Figura N° 3.87: Estado crítico en un ensayo no drenado

$$\frac{c_{uA}}{c_{uB}} = e^{\left[\frac{e_{oB} - e_{oA}}{\lambda} \right]}$$

Pero además sabemos que:

$$e = 1 + \frac{w(\%)}{100} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = 1 + w_d \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

CAPITULO 3

Donde: w_d = Humedad en decimales de la muestra. Por lo tanto podemos reemplazar las relaciones de vacíos iniciales de cada muestra y tendremos:

$$\frac{C_{uA}}{C_{uB}} = e^{\left[\frac{\gamma_s \cdot (w_{dB} - w_{dA})}{\gamma_w \cdot \lambda} \right]}$$

Ejercicio de aplicación:

Del análisis del perfil del estudio de suelos que se muestra en la gráfica que se adjunta como figura 3.88, se detecta un manto en la parte superior, conformados por suelos correspondientes a la Fm. del Post Pampeano. En este caso el mismo está formado por un suelo arcilloso, normalmente consolidado, de elevada plasticidad y con una compacidad correspondiente a la de los suelos “muy blandos”. Según se aprecia en dicho perfil, la humedad natural es por lo general superior al límite líquido en 1,5 veces y lógicamente disminuye con la profundidad, debido a la mayor tensión efectiva de la tapada, según la siguiente ecuación aproximada que se obtiene de la misma gráfica:

$$w_n = 102\% - 0,85 \cdot z \text{ y donde “z” representa la profundidad en metros}$$

Teniendo en cuenta que el valor del peso específico de los granos es de $\gamma_s = 26,95 \text{ KN/m}^3$ y que los parámetros básicos en promedio que se deducen del gráfico son:

$$\text{Límite Líquido} = 0,72$$

$$\text{Límite Plástico} = 0,26$$

Podemos aplicando la ecuación aproximada por Word (2007) y de Wood (1990) debida a experiencias efectuadas por investigadores con suelos de distintas procedencias calcular la pendiente de la línea NCL:

$$\lambda = 0,586 \times I_p = 0,586 \times 0,46 = 0,270$$

$$\lambda = \frac{I_p \cdot \gamma_s}{460 \cdot \gamma_w} = \frac{46\% \cdot 26,5 \text{ kN/m}^3}{460 \cdot 9,8 \text{ kN/m}^3} = 0,270$$

$$\text{A partir de este valor podemos calcular } C_c = \lambda \cdot 2,3 = 0,621$$

Y luego obtener la relación entre las resistencias a la rotura por compresión de las dos muestras, tanto para una humedad correspondiente al W_L como para la humedad del W_p .

10.9.- Cálculo de la presión neutra en la falla de un ensayo no drenado

Si estamos haciendo un ensayo consolidado, no drenado CU, sobre una muestra de suelo normalmente consolidada, tendremos la gráfica que se observa en la figura 3.89. En ella podemos identificar el camino de las tensiones totales CTT que se ubica entre los puntos A - C y que se dibuja con líneas de trazo, mientras que el camino de las tensiones efectivas CTE, que surge de restarle a las tensiones totales, las presiones neutras y que en la gráfica se encuentra marcado en rojo con la línea A - B. Se observa en esta figura que la presión neutra en la falla, quedará definida por la diferencia entre:

$$u_f = p_f - p'_f$$

Sabemos además de la figura que la línea que marca el CTT tiene una pendiente de 1:3 con lo cuál:

$$3.(p_f - \sigma'_3) = q_f$$

$$p_f = \sigma'_3 + \frac{q_f}{3}$$

Por otra parte: $q_f = M \cdot p'_f$ con lo cuál si reemplazamos tendremos:

$$u_f = \sigma'_3 + \frac{M \cdot p'_f}{3} - p'_f = \sigma'_3 + \left(\frac{M}{3} - 1\right) \cdot p'_f$$

Por otra parte vimos que el valor de p'_f lo podemos calcular a partir de:

$$p'_f = e^{\left[\frac{\Gamma - e_o}{\lambda}\right]}$$

Nos queda finalmente:

$$u_f = \sigma'_3 + \left(\frac{M}{3} - 1\right) \cdot e^{\left[\frac{\Gamma - e_o}{\lambda}\right]}$$

Volviendo al ejemplo anterior del manto de suelos de la Fm. Postpampeano, si consideramos además que el ángulo de la fricción interna efectiva del suelo analizado tiene un valor de $\phi' = 27^\circ$ podemos calcular las tensiones verticales efectivas para distintas profundidades del manto y analizar los parámetros de corte, a estos niveles teniendo en cuenta lo visto hasta ahora.

CAPITULO 3

Para ello haremos:

1º) Calcular la tensión efectiva vertical $\sigma_v' = \gamma' \cdot z$ teniendo en cuenta que la densidad efectiva del suelo $\gamma' = 9,50 \text{ kN/m}^3$.

Para $z = 5,00 \text{ m}$:

$$\sigma_v' = \gamma' \cdot z = 9,50 \text{ kN/m}^3 \cdot 5,00 \text{ m} = 47,50 \text{ kN/m}^2$$

Considerando que $\phi' = 27^\circ$ y que se trata de suelos normalmente consolidados podemos

$$\text{Calcular } K_o = (1 - \text{sen}(\phi')) = 0,546$$

$$\text{Y finalmente calcular } P_o' = \frac{\sigma_v'(1 + 2 \cdot k_o)}{3} = \frac{47,5 \text{ kN/m}^2 \cdot (1 + 2 \cdot 0,546)}{3} = 33,12 \text{ kN/m}^2$$

2º) Calcular "M" haciendo:

$$M = \phi' / 23 - 0,1 = 1,074$$

O haciendo

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')} = \frac{6 \cdot 0,454}{3 - 0,454} = 1,07$$

Que como vemos nos da un resultado similar.

Teniendo en cuenta que la humedad natural en este caso toma valores de 1,5 del W_L , el valor de la relación de vacíos inicial e_o lo obtenemos tomando en cuenta la humedad del límite líquido y para obtener la variación de la relación de vacíos con la profundidad tenemos en cuenta la consolidación del suelo bajo la acción de la tensión media P_o' , para cada nivel. Para ello tenemos que calcular primeramente el valor de N teniendo en cuenta que es la relación de vacíos para una presión de confinamiento de 1 KN/m^2 . Para ello suponemos que la muestra que extraemos al nivel de $-1,00 \text{ m}$ está normalmente consolidada bajo una presión $P_o' = 10 \text{ kN/m}^2$.

El valor de la relación de vacíos inicial e_o lo calculamos tomando un valor de $W_L = 72 \%$.

$$N = \frac{\gamma_s \cdot w_i}{\gamma_w} + \lambda \cdot \text{Ln}(10) = 26,95 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{0,72}{9,80 \text{ kN/m}^3} + 0,270 \cdot \text{Ln}(10) = 2,602$$

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(2) = 2,602 - (0,27 - 0,041) \cdot \text{Ln}(2) = 2,443$$

CAPITULO 3

A partir de este valor calcularemos para cada profundidad los valores correspondientes de las relaciones de vacíos resultantes aplicando:

$$e_o = N - \lambda \ln(p'_o) = 2,602 - 0,270 \cdot \ln(33,12 \text{ kN/m}^2) = 1,657$$

Podemos con este valor calcular el valor de p'_f y q_f en la falla con:

$$p'_f = e^{\left[\frac{\Gamma - v_o}{\lambda}\right]} = e^{((2,443 - 1,657)/0,270)} = 18,38 \text{ kN/m}^2$$

$$q_f = p'_f \cdot M = 18,38 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,074 = 19,74 \text{ kN/m}^2$$

La cohesión no drenada será:

$$c_u = \frac{q_f}{2} = 9,83 \text{ kN/m}^2$$

Finalmente la presión neutra en la falla la obtenemos haciendo:

$$u_f = p'_o + \left(\frac{M}{3} - 1\right) \cdot e^{\left[\frac{\Gamma - v_o}{\lambda}\right]} = 33,12 \text{ kN/m}^2 + \left(\frac{1,074}{3} - 1\right) \cdot e^{\left[\frac{2,443 - 1,657}{0,27}\right]} = 21,29 \text{ kN/m}^2$$

De tal forma que para distintas profundidades repitiendo el cálculo tendremos los resultados que se muestran en el siguiente cuadro, donde además hemos representado los valores de la cohesión medida obtenida en forma directa mediante ensayos ejecutados con la veleta de corte en un suelo de características mecánicas semejantes.

Profundidad (m)	Presión efectiva media P'_o (KPa)	P'_f (KPa)	q_f (KPa)	u_f (KPa)	c_u (KPa)	c_u (veleta) (KPa)
2,00	13.25	7.36	7.90	8.59	3.95	8.57
5,00	33.12	18.38	19.74	21.29	9.83	13.64
10,00	66.25	36.80	39.52	42.62	19.76	23.35
15,00	99.37	55.20	59.28	63.93	29.64	34.64
20,00	132.49	73.60	79.04	85.24	39.52	47.50

En la gráfica de la figura 3.89, se pueden apreciar los valores calculados para distintas profundidades y compararlos con valores medidos in situ con el ensayo de la veleta de corte (Vane Test)

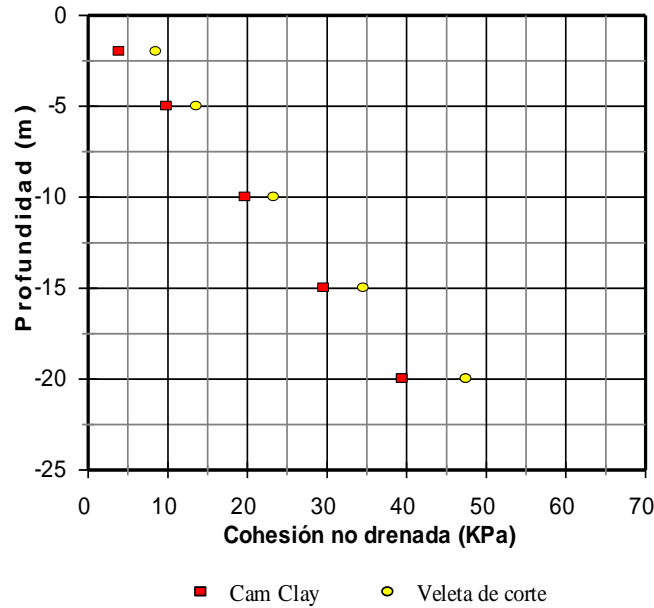


Figura N° 3.89: Representación de resultados teóricos y prácticos

10.10.- Fluencia

Es sabido que las masas de suelos que son sometidas a esfuerzos de distintos tipos, experimentan en el plano Tensión – Deformación, básicamente dos etapas bien definidas de comportamiento. La primera de ellas se conoce como la etapa elástica, donde la relación entre los incrementos de tensiones con respecto a los incrementos de las deformaciones que se generan como consecuencia de las primeras, es una constante. La otra etapa se caracteriza porque la relación anterior deja de ser una constante y comienza a disminuir, es decir que las deformaciones comienzan a generarse con mayor facilidad o lo que es lo mismo, que los mismos incrementos de deformaciones se obtienen con menores incrementos de tensiones. Esta etapa está asociada a la deformación plástica de la masa de suelos y se denomina de Deformación Plástica o de Fluencia.

Una ventaja del modelo del estado crítico, es que nos permite calcular, para un suelo dado, para una condición de consolidación y para una situación del drenaje del agua. Cuál es el límite entre el estado elástico y el plástico, o bajo que tensión desviante se alcanza el punto de fluencia de la muestra ensayada. En el modelo del Estado Crítico, se define una figura elíptica en el plano $p - q'$ que tiene las siguientes características geométricas:

- Pasa por el origen de coordenadas
- El eje mayor coincide con el eje de las abscisas (P') y tiene la magnitud de la carga de preconsolidación del suelo (P_c')
- La elipse corta a la línea de falla o a la línea de estado crítico cuya pendiente es “M” para una abscisa igual a la mitad de su diámetro mayor P_c' . Tal como se muestra en la figura 3.90.

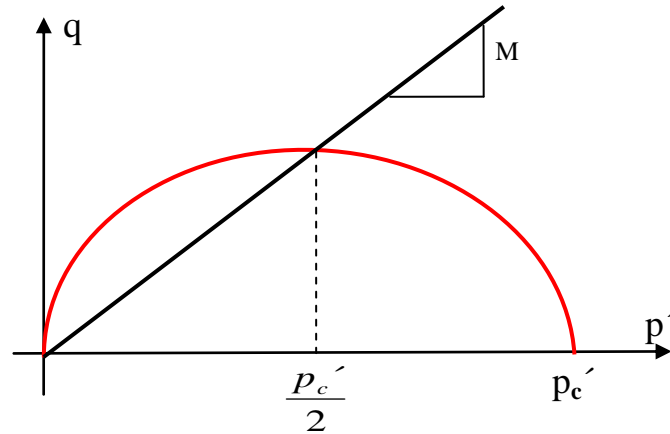


Figura N° 3.90: Figura elíptica que define el punto de fluencia.

A partir de la presentación original del modelo de estado crítico presentado por Roscoe y Burland (1968) y de las experiencias presentadas por Mitchell y Wong (1975), se demuestra que la figura así definida marca con suficiente aproximación los estados límites entre las etapas Elástica (parte interna de la elipse) y la etapa Plástica (parte externa de la elipse) de los suelos durante su proceso de carga y de deformación.

La ecuación que representa a esta elipse, queda definida por:

$$\frac{(p' - \frac{p_c'}{2})^2}{(\frac{p_c'}{2})^2} + \frac{q^2}{(M \cdot \frac{p_c'}{2})^2} = 1$$

$$\frac{(2p' - p_c')^2}{p_c'^2} + \frac{4q^2}{(M \cdot p_c')^2} = 1$$

$$q^2 = \left(1 - \frac{(2p' - p_c')^2}{p_c'^2} \right) \cdot \frac{(M \cdot p_c')^2}{4}$$

$$q^2 = (-4p'^2 + 4p'p_c') \cdot \frac{M^2}{4}$$

$$\boxed{q^2 - M^2 p'(p_c' - p') = 0}$$

Partiendo de esta ecuación podemos encontrar el valor de la abscisa del punto de contacto entre la elipse y la línea de falla haciendo:

$$q = p' M$$

CAPITULO 3

Remplazando en la ecuación de la elipse para obtener:

$$p'^2 \cdot M^2 - M^2 \cdot (p' \cdot p_c' - p'^2) = 0$$

$$2 \cdot p'^2 - p_c' \cdot p' = 0$$

Con lo cual nos queda que la presión efectiva media en la falla es:

$$p_f' = \frac{p_c'}{2}$$

Vemos que la línea de falla y la elipse de fluencia se interceptan en un punto de abscisa igual a la mitad de la tensión de media bajo la cuál la muestra ha sido consolidada (P_c'). Si en la ecuación de la superficie de fluencia reemplazamos el valor del cociente $\eta = \frac{q}{p'} \neq M$

Donde $\eta < M$ que representa a la mayoría de los casos reales que se estudian en la ingeniería, tendremos:

$$\frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left(1 - \frac{p_c'}{p'}\right) = 0$$

$$\eta^2 = M^2 \cdot \frac{p_c'}{p'} - M^2$$

Con lo cuál:

$$\frac{p_c'}{p'} = \frac{M^2 + \eta^2}{M^2}$$

Para un suelo preconsolidado y antes de la aplicación de la tensión desviante “ $q = 0$ ” tendremos que $P' = P_o'$ con lo cuál nos queda

$$\beta = \frac{p_c'}{p_o'} = \frac{M^2 + \eta^2}{M^2}$$

Como en el estado crítico o en la falla $\eta = M$, se nos hace que $\beta = 2$ con lo cuál otra vez tenemos que la abscisa del punto en que se corta la elipse con la línea de falla es:

$$p_f' = \frac{p_c'}{2}$$

10.11.- Comportamiento de suelos ligeramente preconsolidados en ensayos drenados

Tomemos una muestra de suelo normalmente consolidada, llevémosla a consolidarse bajo una presión isotrópica P_c' y posteriormente bajemos la presión isotrópica a un valor P_o' de tal forma que $\frac{P_c'}{P_o'} < 2$ y permitamos que la muestra se recupere elásticamente.

Posteriormente a partir de este punto, comencemos a incrementar la tensión desviante $q = (\sigma_1' - \sigma_3')$ Permitiendo el drenaje de la muestra.

Los resultados serán los que se muestran en la figura N° 3.91 donde el primer paso se desarrolla con la consolidación isotrópica de la muestra hasta la presión $\sigma_3 = P_c'$, obviamente este proceso se desarrolla con cambio de volumen, pasando desde un valor de v_o (punto o) a una valor de " v_a " (punto a) siguiendo la trayectoria del eje de abscisa en el plano $q - p'$ y la línea NCL en el plano $v - p'$. (Punto "o" a punto "a")

A continuación la muestra sufre un proceso de descompresión cuando se descarga pasando la presión isotrópica desde el valor de P_c' a P_o' con un correspondiente aumento de volumen pasando la relación de vacíos desde v_a a v_b siguiendo la trayectoria en el gráfico $v - p'$ de la curva de recompresión. (Punto "a" a punto "b")

Posteriormente se inicia el proceso de carga axial de la muestra con la aplicación de la tensión desviante " q " y la misma comienza a experimentar deformaciones que mayoritariamente serán axiales " ϵ ", que en una primera etapa son directamente proporcionales a la tensión desviante " q " lo que nos indica que estamos en la etapa elástica de la gráfica $q - \epsilon$. Estas deformaciones también involucran cambios de volumen porque el proceso es drenado por lo tanto, se genera una disminución del volumen específico que recorre el camino desde el punto "b" al "c".

Observamos que en éste punto "c" se produce el cruce de la trayectoria de tensiones efectivas con la figura elíptica que coincide con el punto "c" de la gráfica $q - \epsilon$ y notamos que en éste punto se termina la etapa elástica, para pasar a la etapa de fluencia donde la proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones deja de ser lineal.

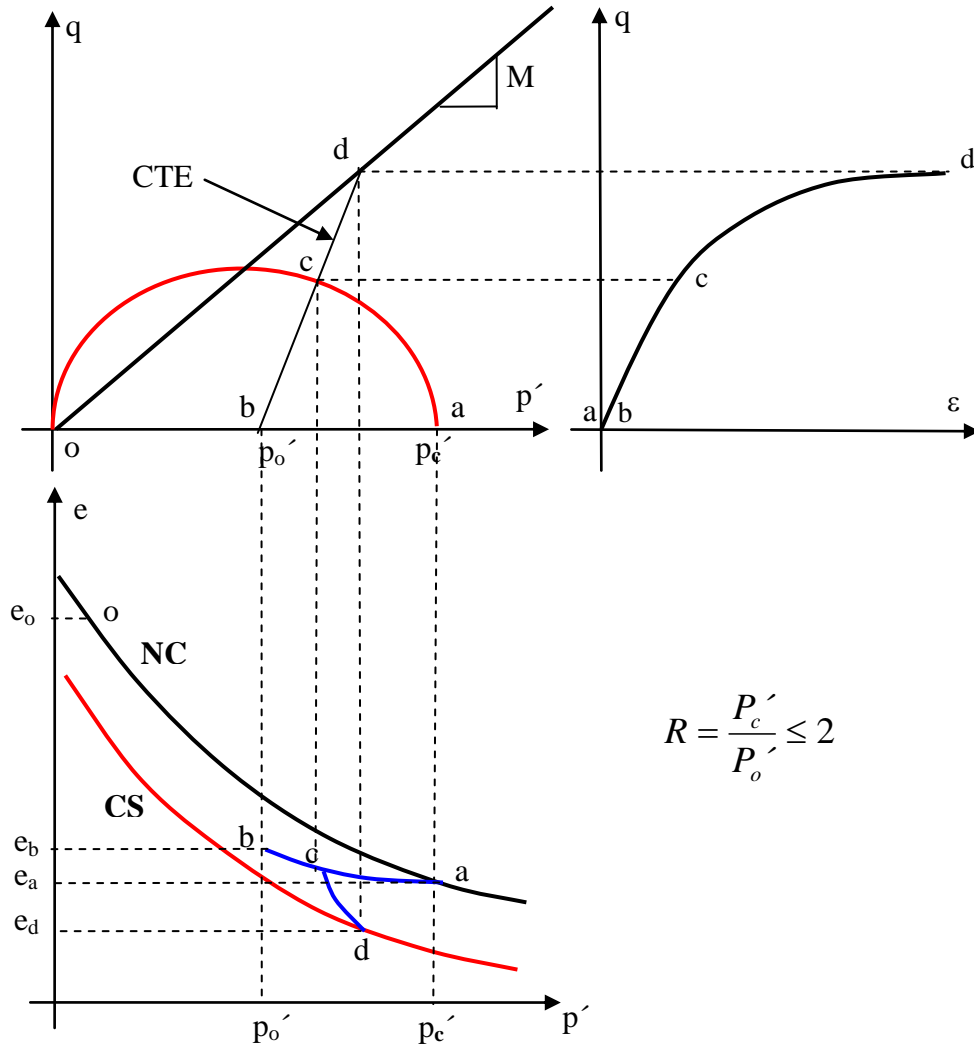


Figura N° 3.91: Ensayos consolidados drenados sobre una muestra ligeramente consolidada

A partir del punto “c”, notamos también que la muestra experimenta mayores deformaciones a costa de menores incrementos de carga llegando a la falla cuando alcanza el punto “d”, punto en el cual, en la grafica $q - p'$, la trayectoria de esfuerzos efectivos llega a la línea de falla de pendiente “M” y en el plano $v - p'$ se llega a la línea de estado crítico CSL, mientras que en el gráfico $q - \epsilon$ lógicamente se llega a la rotura de la muestra alcanzando un punto en el que las deformaciones se siguen produciendo, generalmente a velocidades constantes y sin incrementos de la tensión desviante. (Estado Crítico).

10.12.- Comportamiento de suelos fuertemente preconsolidados en ensayos drenados

Tomemos ahora una muestra de suelo normalmente consolidado, y apliquémosle una presión isotrópica P_c' permitiendo el drenaje de la misma hasta lograr la consolidación total. Lograremos con ello que el volumen específico pase del valor de v_o (punto o) al valor de v_a (punto a) en idénticas condiciones a las explicitadas en el apartado anterior.

Posteriormente bajemos la presión isotrópica P_c' a un valor igual a P_o' de tal forma que la relación entre ambas sea mayor que 2.

$$\frac{p'_c}{p'_o} > 2$$

Permitamos ahora que se establezcan las presiones neutras bajo esta nueva presión isotópica, se producirán cambios volumétricos, logrando con ello que se incremente el volumen (punto b) recorriendo la línea de recuperación elástica por la disminución de tensión generada. Posteriormente y a partir de éste punto, comencemos a incrementar la tensión desviante $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ permitiendo el drenaje de la muestra y logrado con ello que el volumen específico v_b pase de dicho valor al v_c . (Figura 3.92)

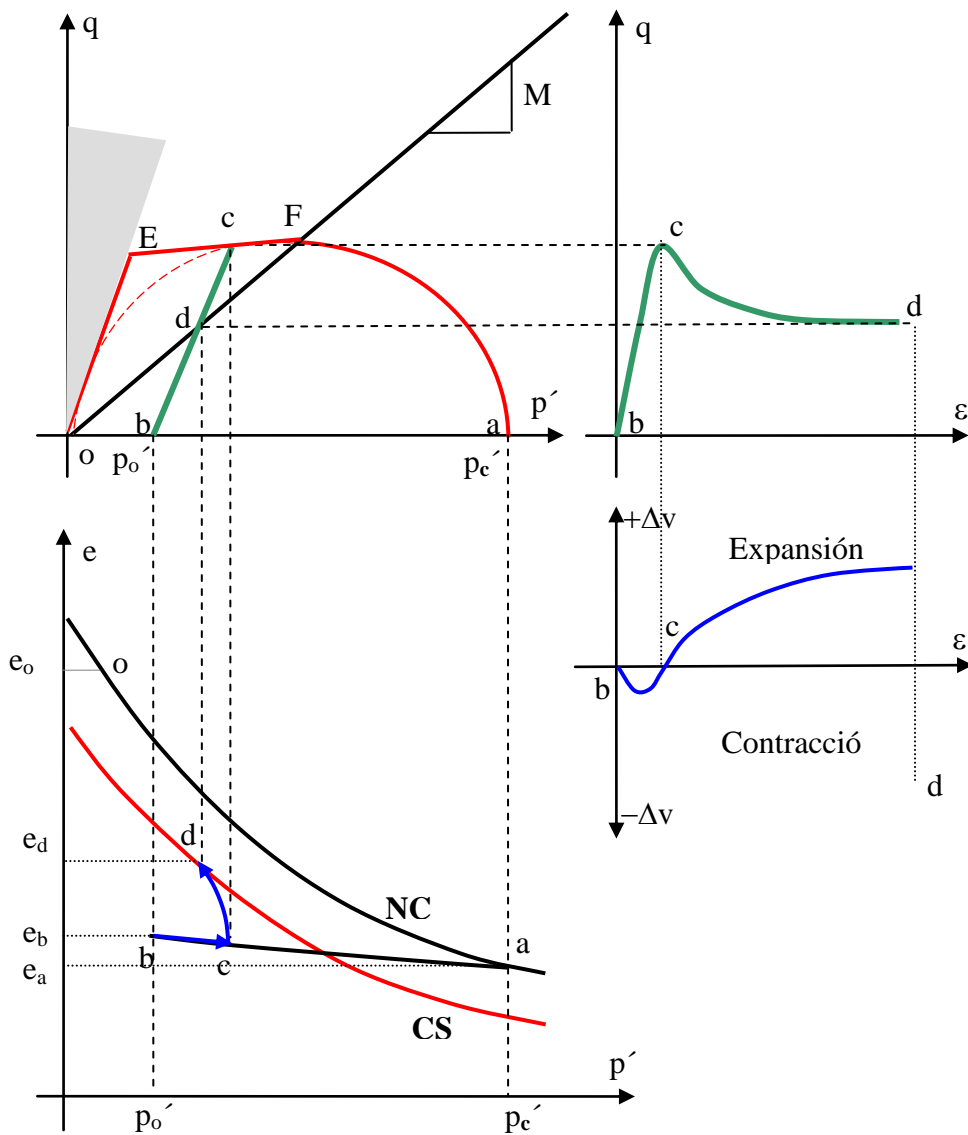


Figura N° 3.92: Ensayos consolidado, drenado en suelos fuertemente consolidados

Esta primera parte de la segunda etapa del ensayo, que coincide con la etapa elástica, se produce con un pequeño cambio volumétrico de signo negativo es decir que disminuyen el volumen de la muestra (contracción) pasando del punto “b” al punto “c”. Nótese que en el

plano $q - p'$, el camino de tensiones efectivas CTE, desde el punto “b” al “c”, cruza a la línea de falla pero continúa la etapa elástica hasta llegar al punto “c”. En estos casos en particular, donde los suelos están fuertemente preconsolidados la finalización de la etapa elástica, se produce en un punto ubicado sobre una recta E - F que se encuentra por encima de la proyección de la figura elíptica en el punto “c” y no sobre la continuación de la elipse definida anteriormente. Una vez alcanzado el punto “c”, termina la etapa elástica y se produce la rotura de la muestra siendo necesario una tensión desviante menor para generar deformaciones, por lo tanto se llega al estado crítico con una tensión desviante menor y con un aumento de la relación de vacíos de la muestra desde el punto “c” al “d” (la muestra en esta etapa se comporta como “dilatante”) y alcanza la falla cuando llega a un valor de la relación de vacíos crítica que se ubica sobre la línea de estado crítico en el plano $e - p'$. (Punto “d”)

10.13.- Modificación de la elipse de fluencia para los suelos fuertemente preconsolidados

Como se aprecia en el ejemplo anterior, los suelos fuertemente preconsolidados o los suelos granulares densos, se comportan bajo una sollicitación de corte como dilatantes. Es decir que además de deformarse por corte, aumentan su volumen con este estado de tensiones como ya se explicitó en el apartado 8 del presente capítulo y en la figura 3.55. Esta característica hace que por lo general, alcancen la rotura juntamente con el límite de fluencia y para ello requieren de una carga importante que supera a la elipse de fluencia y que coincide con la línea “E - F” de la figura 3.93. A partir del punto “E” y hacia la izquierda, tenemos la línea “O - E” que corresponde al límite de estado en el plano $q - p'$, ya que representa el camino de tensiones totales para un suelos que se ensaya con una tensión $\sigma_3 = 0$ (compresión simple) y que tiene una pendiente de 1:3.

La línea del límite de fluencia para los suelos fuertemente preconsolidados en los que se mantiene la relación $P'_{c}/P' > 2$ y que hemos trazado entre los puntos E y F delimita lo que llamamos “Superficie de Hvorslev” en reconocimiento del Prof. Hvorslev que estudió por primera vez este tema. De la figura 3.93, podemos decir que la superficie de Hvorslev en el plano $q - p'$ queda definida por una recta que tiene la siguiente ecuación:

$$q = g + hp'$$

Donde “g” es la ordenada al origen y “h” es la pendiente de la recta que es un parámetro del suelo. En esta relación matemática podemos hacer:

$$M.p' = g + h.p'$$

$$g = (M - h).p'$$

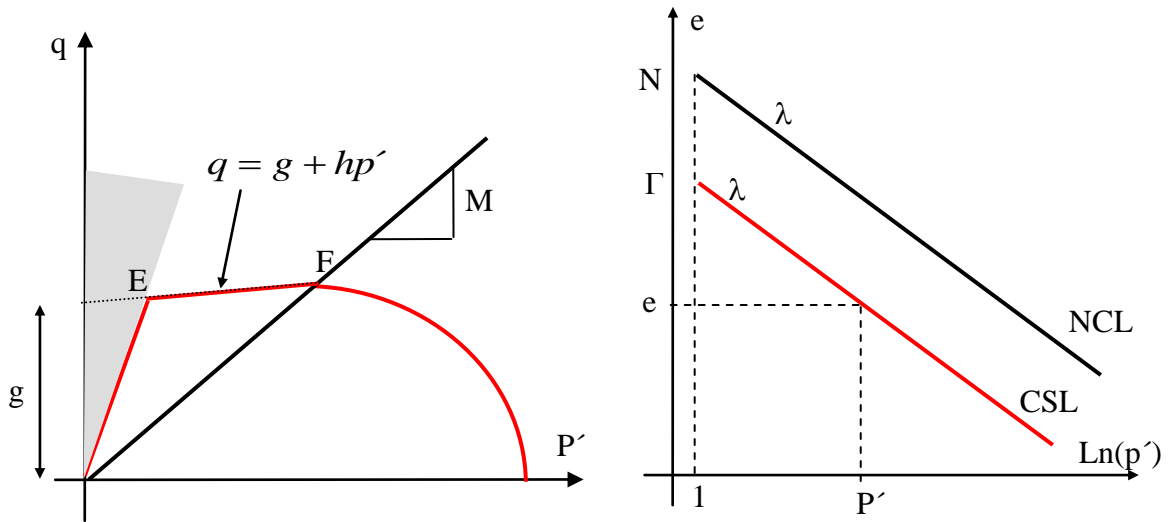


Figura N° 3.93: Definición de la superficie de Hvorslev

Por otra parte en el estado crítico que corresponde al punto “F” en el que la recta del estado de falla coincide con la superficie de Hvorslev y la Roscoe y Schofield, tendremos que la relación de vacíos es:

$$e = \Gamma - \lambda.Ln(p')$$

$$p' = \exp\left[\frac{\Gamma - e}{\lambda}\right]$$

$$g = (M - h). \exp\left[\frac{\Gamma - e}{\lambda}\right] \quad \text{Con lo cuál nos queda}$$

$$q = (M - h) \exp\left[\frac{\Gamma - e}{\lambda}\right] + h.p'$$

10.14.- Comportamiento de suelos ligeramente preconsolidados en ensayos no drenados

Hagamos lo mismo que hicimos en el apartado anterior, es decir tomemos una muestra de suelo normalmente consolidado, y apliquémosle una presión isotrópica P_c' permitiendo el drenaje de la misma hasta lograr la consolidación total de la misma bajo esta carga. La consolidación hará que la relación de vacíos pase del valor de e_o (punto o) al valor de e_a (punto a). Bajemos ahora la presión isotrópica P_c' a un valor igual a P_o' de tal forma que la relación entre ambas sea menor que 2.

CAPITULO 3

$$\frac{P_c'}{P_o'} < 2$$

Durante este pasaje de P_c' a P_o' permitamos el drenaje de la muestra para que se anulen las presiones neutras bajo esta nueva presión isotópica, ello producirá cambios volumétricos, logrando que se incremente el volumen (punto b) recorriendo la línea de recuperación elástica de la Figura N° 3.94 por la descarga generada. Posteriormente y a partir de éste punto comencemos con la segunda etapa del ensayo que se refiere a la aplicación de la tensión desviante, $q = (\sigma_1' - \sigma_3')$ sin permitir el drenaje de la muestra, con ello estamos diciendo que el volumen logrado que tiene una relación de vacíos e_b va a permanecer constante de acá en más durante todo el ensayo. Durante la etapa elástica de aplicación de la tensión desviante, es decir antes de llegar a la fluencia marcada por la elipse cuyo eje mayor se inicia en el origen de coordenadas y termina en P_c' , la muestra sigue una trayectoria prácticamente vertical, es decir que el camino de tensiones efectivas CTE parte del punto “b” y llega al punto “c” sin experimentar modificaciones en la presión efectiva, P_o' .

Si analizamos lo que ocurre en estas circunstancias tendremos:

1° Etapa del ensayo (consolidación con drenaje):

$$u = 0 \quad \Delta u = 0 \quad \Delta v \neq 0$$

$$\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_1' = \Delta \sigma_3'$$

$$\Delta p' = \Delta p = \Delta \sigma_3'$$

$$\Delta q = (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3') = 0$$

$$\frac{\Delta q}{\Delta p} = \frac{\Delta q}{\Delta p'} = 0$$

2° Etapa del ensayo, aplicación de “q” sin drenaje:

$$u \neq 0 \quad \Delta u > 0 \quad \Delta v = 0$$

$$\Delta \sigma_1 > 0 \quad \Delta \sigma_3 = 0$$

$$\Delta \sigma_1' = \Delta \sigma_1 - \Delta u \quad \Delta \sigma_3' = 0 - \Delta u$$

$$\Delta p = (\Delta \sigma_1 + 0 + 0)/3 = \Delta \sigma_1/3$$

$$\Delta p' = (\Delta \sigma_1 - \Delta u - 2\Delta u)/3 = \Delta \sigma_1/3 - \Delta u$$

CAPITULO 3

$$\Delta q = (\Delta\sigma_1' - \Delta\sigma_3') = \Delta\sigma_1 - \Delta u - (-\Delta u) = \Delta\sigma_1$$

$$\frac{\Delta q}{\Delta p'} = \frac{\Delta\sigma_1}{\frac{\Delta\sigma_1 - \Delta u}{3}} = \frac{3 \cdot \Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_1 - 3\Delta u}$$

Según sabemos por Skempton:

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

Para las arcillas saturadas $B = 1$ y por lo visto anteriormente: $\Delta u = A \cdot \Delta\sigma_1$

Reemplazando en la ecuación anterior tendremos que la pendiente del Camino de Tensiones Efectivas CTE correspondiente a la parte elástica de un ensayo triaxial CU será:

$$\frac{\Delta q}{\Delta p'} = \frac{3 \cdot \Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_1 - 3 \cdot A \cdot \Delta\sigma_1} = \frac{3}{1 - 3A}$$

Como conclusión observamos que si el valor de A es del orden de 0,2 a 0,33 la pendiente del CTE tomará valores elevados de la pendiente calculada y se ubicará muy cerca de la vertical. Casualmente las arcillas ligeramente o normalmente consolidadas, ($OCR \geq 1$) toman este valor del parámetro “ A ” de Skempton para tensiones en el rango elástico de la tensión desviante. No debemos confundirnos con los valores informados por diferentes autores del parámetro “ A_f ” que se refiere al parámetro “ A ” de Skempton en la etapa de falla del material por corte.

Volviendo a nuestro ensayo, observamos que una vez que cruzamos la superficie de fluencia en el punto “ c ” las presiones neutras se incrementan hasta llegar a la falla en el punto “ d ” con un incremento importante de la presión neutra “ u ” y manteniendo el valor de la relación de vacíos en “ e_b ”

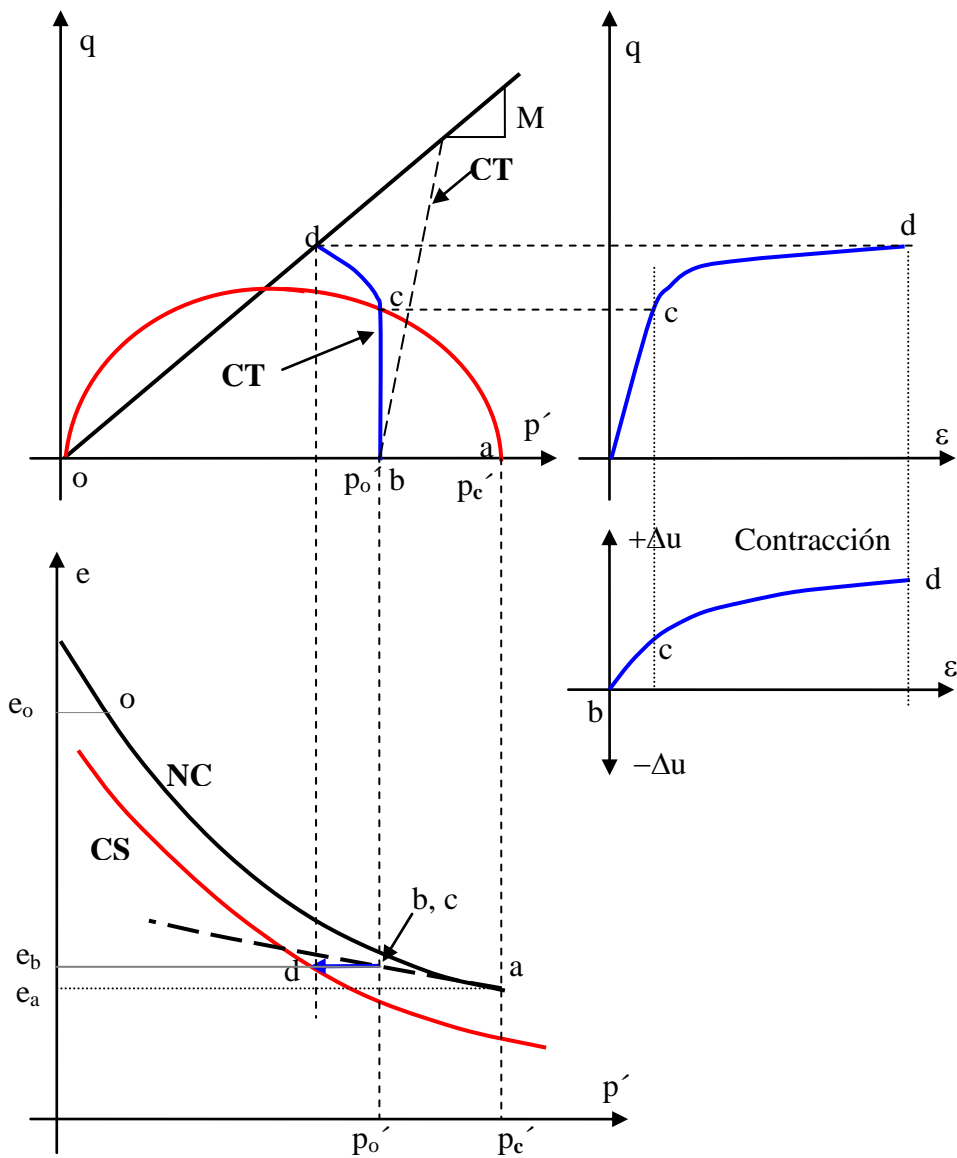


Figura N° 3.94: Ensayos consolidado, no drenados, en suelos ligeramente sobreconsolidados

10.15.- Relaciones entre los parámetros básicos y los cambios volumétricos

Teniendo en cuenta el gráfico que se muestra en la figura N° 3.95, donde se definen para un suelo dado los siguientes parámetros básicos: N , Γ , λ y κ veremos como podemos calcular algunas relaciones básicas entre las tensiones y los cambios de volumen. Podemos por ejemplo calcular la distancia expresada en valores de “ e ” entre las línea del suelo normalmente consolidado (e_{nc}) con relación a la relación de vacíos en la descarga “ e_d ” para un valor dado de la presión efectiva P' .

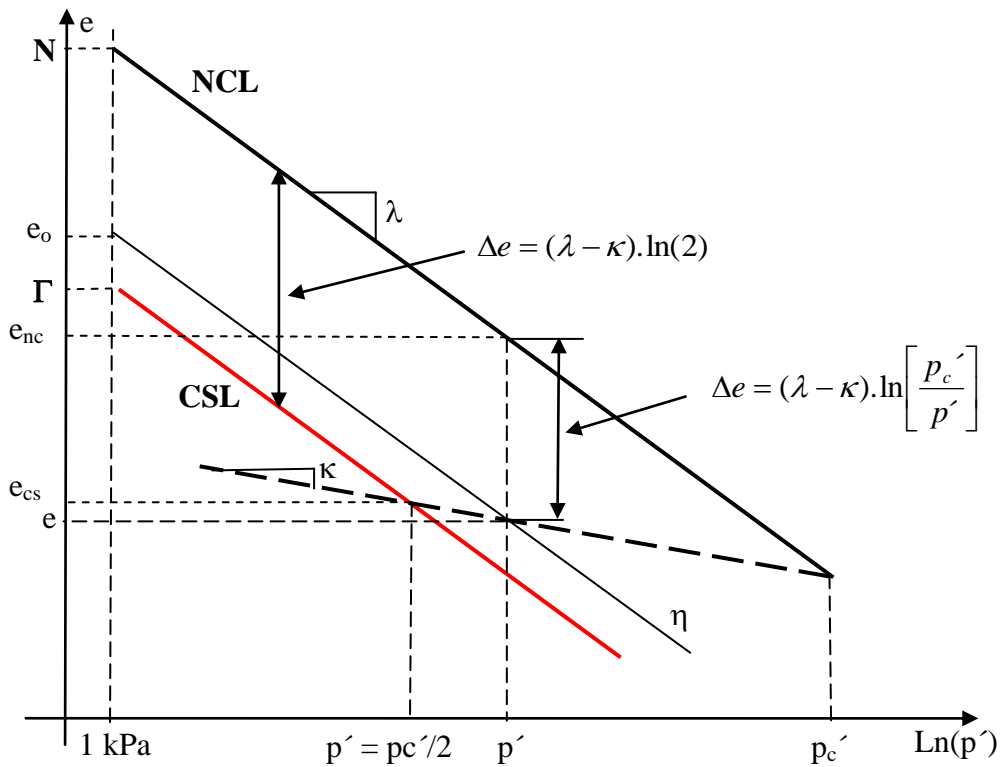


Figura N° 3.95: Relaciones volumétricas con parámetros básicos

Para ello podemos calcular $\Delta e = e_{nc} - e_d$.

$$\Delta e = N - \lambda \ln(p') - \left[N - \lambda \ln(p'_c) + \kappa (\ln(p'_c) - \ln(p')) \right]$$

$$\Delta e = \lambda \ln(p'_c) - \lambda \ln(p') - \kappa \ln(p'_c) + \kappa \ln(p')$$

$$\Delta e = (\lambda - \kappa) \cdot [\ln(p'_c) - \ln(p')]$$

$$\Delta e = (\lambda - \kappa) \cdot \ln \left[\frac{p'_c}{p'} \right]$$

Esto nos da el valor de la diferencia entre las líneas paralelas del suelo normalmente consolidados y con una ligera preconsolidación dada por $OCR = P'_c/P'$ correspondiente a un estado $\beta = P'_c/P'$ Con lo cuál nos queda:

$$\Delta e = (\lambda - \kappa) \cdot \ln(\beta)$$

CAPITULO 3

Por otra parte sabemos y vemos en la figura que para el estado crítico tenemos que $P' = P_c/2$ con lo cuál $\beta = 2$. Por lo tanto, la distancia en términos de relación de vacíos, entre las dos líneas del suelo normalmente consolidado NCL y la del estado crítico CSL será:

$$\Delta e = (\lambda - \kappa) \cdot \ln(2)$$

En resumen la relación de vacíos para cualquier valor de $P' < P_c'$ y de $\eta \leq M$ la podemos calcular haciendo:

$$\beta = \frac{P_c'}{P'}$$

$$e = N - \lambda \ln(p') - (\lambda - \kappa) \ln(\beta)$$

Como vimos anteriormente $\beta = \frac{M^2 + \eta^2}{M^2}$ por lo tanto podemos escribir:

$$e = N - \lambda \ln(p') - (\lambda - \kappa) \ln \left[\frac{M^2 + \eta^2}{M^2} \right]$$

Si ahora hacemos que $p' = 1$ kPa el valor de $e = e_o$

$$e_o = N - (\lambda - \kappa) \ln \left[\frac{M^2 + \eta^2}{M^2} \right]$$

Si tomamos ahora un valor de $\eta = M$, nos ubicamos en el estado crítico y si consideramos como en el paso anterior $P' = 1$ kPa el valor de $e_o = \Gamma$

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln(2)$$

Finalmente para el estado crítico el valor de la relación de vacíos será $e = e_{cs}$ con las siguientes correcciones:

$$\beta = \frac{P_c'}{P_c'/2} = 2 \quad \text{y} \quad \eta = M$$

$$e_{cs} = N - \lambda \ln(p') - (\lambda - \kappa) \ln \left[\frac{M^2 + M^2}{M^2} \right]$$

$$e_{cs} = N - \lambda \ln(p') - (\lambda - \kappa) \ln(2)$$

10.16.- Análisis de las deformaciones

En el trabajo original de Roscoe – Bourland (1968) se definen los siguientes conceptos respecto de las deformaciones:

$$\delta\epsilon_a = \text{Deformación axial} = \frac{\delta H}{H}$$

Por otra parte las deformaciones volumétricas experimentadas por una **solicitudión isotrópica** quedan expresadas por:

$$\frac{\delta V}{V} = \delta\epsilon_v = (\delta\epsilon_a + 2\delta\epsilon_r) = 3\delta\epsilon_a$$

$$\delta\epsilon_a = \frac{\delta\epsilon_v}{3}$$

Durante el proceso general de deformación pueden ser separados los términos correspondientes a la deformación volumétrica debido a la solicitudión por corte.

Para ello debemos restar a la deformación axial $\delta\epsilon_a$ el valor correspondiente a $\delta\epsilon_v/3$ y nos queda definida la deformación por corte $\delta\epsilon_s$ como:

$$\delta\epsilon_s = \delta\epsilon_a - \frac{1}{3}\delta\epsilon_v = \delta\epsilon_a - \frac{1}{3}(\delta\epsilon_a + 2\delta\epsilon_r)$$

$$\delta\epsilon_s = \frac{2}{3}(\delta\epsilon_a - \delta\epsilon_r)$$

Por otra parte sabemos que cuando una muestra es sometida a un estado de tensiones, ésta se deforma y se genera un trabajo que estará definido como:

$$\delta W = p' \cdot \delta\epsilon_v + q \cdot \delta\epsilon_s$$

$$\delta W = \frac{(\sigma_a' + 2\sigma_r')}{3} \cdot (\delta\epsilon_a + 2\delta\epsilon_r) + (\sigma_a' - \sigma_r') \cdot \frac{2}{3} (\delta\epsilon_a - \delta\epsilon_r)$$

$$\delta W = \sigma_a' \cdot \delta\epsilon_a + \sigma_r' \cdot \delta\epsilon_r$$

De los autores originales del trabajo se obtienen también lo siguiente:

$$\delta\epsilon_v = \delta\epsilon_v^e + \delta\epsilon_v^p \quad \text{Deformaciones por volumétricas}$$

CAPITULO 3

$$\delta\epsilon_s = \delta\epsilon_s^e + \delta\epsilon_s^p \quad \text{Deformaciones por corte}$$

Es decir que tanto las deformaciones volumétricas como las de corte, tienen una componente elástica y otra plástica.

En el desarrollo de la teoría del estado crítico se asume que la energía que se consume en la deformación de la muestra, debe estar asociada con las deformaciones que luego no se recuperan. Por lo tanto y atendiendo a este concepto, los incrementos de las deformaciones elásticas deben ser nulas

$$\delta\epsilon_s^e = 0$$

$$\delta\epsilon_s = \delta\epsilon_s^p$$

La obtención de una ecuación que nos permita resolver el problema de la evolución de las deformaciones elásticas y plásticas debido a las acciones de las tensiones de confinamiento y de corte no tiene una resolución sencilla.

Sin embargo en el año 1984, los investigadores Desai y Siriwardane, presentaron las siguientes ecuaciones para darle una solución al problema.

Deformaciones volumétricas:

$$\delta\epsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left(\frac{dp'}{p'} + \frac{2\eta \cdot d\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \quad \text{Deformaciones volumétricas plásticas}$$

$$\delta\epsilon_v^e = \frac{\kappa}{1 + e} \cdot \frac{dp'}{p'} \quad \text{Deformaciones volumétricas elásticas}$$

Por lo tanto las deformaciones volumétricas totales serán:

$$\delta\epsilon_v = \delta\epsilon_v^e + \delta\epsilon_v^p$$

$$\delta\epsilon_v = \frac{\lambda}{1 + e} \left[\frac{dp'}{p'} + \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda} \right) \frac{2\eta \cdot d\eta}{M^2 + \eta^2} \right]$$

Mientras que las **Deformaciones por corte** serán:

$$\delta \varepsilon_s = \delta \varepsilon_s^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\frac{dp'}{p'} + \frac{2\eta \cdot d\eta}{M^2 + \eta^2} \right] \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2}$$

$$\delta \varepsilon_s = \delta \varepsilon_s^p \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2}$$

10.17.- Distintos estados de los suelos de acuerdo a la ubicación en el plano e – Ln(p')

De acuerdo a la ubicación de los suelos en el plano $v - \ln(p')$ podemos interpretar el comportamiento de los suelos frente a una sollicitación por corte. Por ejemplo los suelos que se ubican por encima de la línea NCL no pueden tener estructura, son de existencia imposible ya que el máximo volumen específico que puede tener una muestra para una presión P' se ubica sobre la línea NCL que corresponde a los suelos normalmente consolidados. Entre la línea de los suelos normalmente consolidados (NCL) y la línea del estado crítico (CSL), ambas de pendiente “ λ ”, se ubican la zona denominada “Wet side” (Lado húmedo), en la que se ubican los suelos finos ligeramente preconsolidados donde $\frac{P'_c}{P'} < 2$, o los suelos granulares sueltos. Finalmente la zona que se ubica a la izquierda de la línea del estado crítico (CSL) llamada “Dry side” o Lado seco se ubican los suelos finos fuertemente preconsolidados donde $\frac{P'_c}{P'} > 2$, o los suelos granulares densos. Figura 3.96.

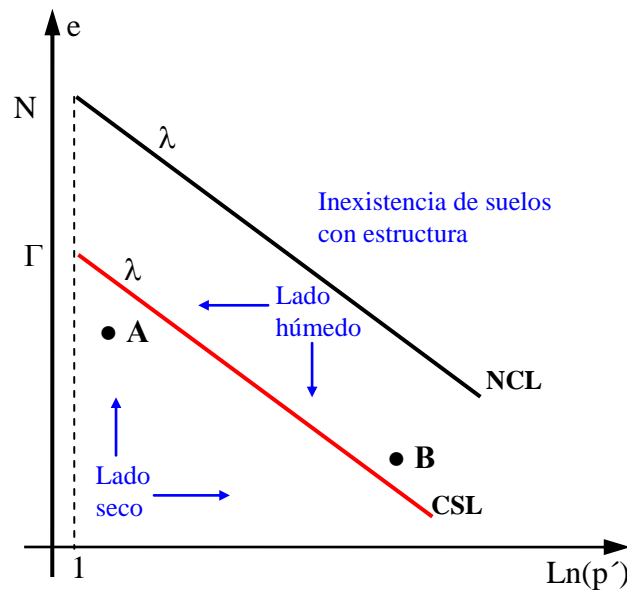


Figura N° 3.96: Relaciones volumétricas con parámetros básicos

Debemos aclarar que los términos Wet y Dry no se refieren a que los suelos se encuentran húmedos o secos sino que los suelos en el lado húmedo (Wet side) tienen una humedad superior a la necesaria para llegar a la falla en el estado crítico.

Esto quiere decir que para llegar a la falla bajo una dada presión efectiva P' , deberán perder humedad a costa de una disminución de su volumen, "Suelos contractivos". Por el contrario los suelos ubicados en el lado seco (Dry Side) a la izquierda de la línea CSL, deberán aumentar su contenido unitario de agua para llegar a la falla en el estado crítico, para una dada presión efectiva P' , a costa de un aumento de su volumen, "Suelos dilatantes".

Finalmente en la figura 3.96 se presentan dos puntos identificados como "A" y "B" respectivamente, dada su ubicación en el plano $e - \ln(p')$ y si se tratara de suelos granulares, podríamos decir que en el punto "A" tendremos un suelo granular denso, mientras que en el punto "B" tendremos un suelos granular suelto. Sin embargo observamos que el punto "A" tiene una relación de vacíos "e" mayor que el punto "B", ello se debe a que el estado tensional en el punto "A" es substancialmente menor que el del punto "B". Si en cambio se tratara de suelos finos, los del punto "A" serían fuertemente sobreconsolidados mientras que los ubicados en el punto "B" estarían ligeramente sobreconsolidados, siendo que el volumen específico en el punto "A" es mayor al del punto "B". La explicación es la misma que ya se dio en el párrafo anterior y depende del estado de tensiones al que está sometida la muestra.

10.18.- Ejemplo de cálculo de un ensayo triaxial consolidado, no drenado CD.

Como ejemplo práctico de aplicación de lo visto hasta acá veremos como podemos correlacionar los parámetros básicos del suelo para representar un ensayo triaxial consolidado, drenado, CD, sobre una muestra de la que se conocen los siguientes parámetros básicos: $\lambda = 0,448$; $\kappa = 0,06$; $M = 1,10$; $e_o = 2,15$. El ensayo se ejecuta consolidando a la probeta bajo una presión $\sigma_3 = 98$ kPa.

En este ejemplo se trata de una muestra ligeramente consolidada $\frac{P_c'}{P_o'} < 2$ como se aprecia en la figura 3.97 que se adjunta. Como en todo ensayo triaxial CD, si la muestra que se ensaya ha sufrido una presión de pre consolidación, cuando la misma es recuperada la presión disminuye notablemente y pasa del punto "a" siguiendo la línea de recuperación elástica de pendiente " κ " en el plano $v - \ln(p')$ hasta alcanzar el punto "1". Cuando la muestra se arma en la cámara triaxial y la aplicamos la tensión de confinamiento $P_o' = \sigma_3$ la misma se comprime y recorre el camino del punto "1" al "2" según la línea de recuperación elástica del material.

Tenemos ahora una muestra que ha sido ligeramente preconsolidada bajo una presión P_c' y sometida a una presión hidrostática $\sigma_3 = P_o'$ ligeramente menor. Podemos entonces aplicar la tensión desviante $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ la que deberá ser aplicada en forma lenta tratando de que en el interior de la muestra no se generen presiones neutras. Esta velocidad de aplicación de "q" dependerá de las dimensiones de la muestra de su permeabilidad y de las condiciones de drenaje que se impongan a la misma. La aplicación de la tensión desviante "q" hace que en el plano $q - p'$ al no existir presiones neutras se recorra el camino de las tensiones efectivas CTE que tiene una pendiente de 3:1 de forma que:

$$q_f = 3(p_f' - p_o')$$

CAPITULO 3

Durante este camino de CTE en el plano $q - p'$ la muestra experimentará deformaciones elásticas hasta llegar a la superficie de fluencia marcada por la elipse (punto 3)

Este trayecto en el plano $e - \ln(p')$ se recorre sobre la línea de recuperación elástica de pendiente " κ " y una vez que llega a contactar con la superficie de fluencia (punto 3) la muestra entra en la etapa de fluencia y comienza a experimentar deformaciones plásticas, que generan un importante deformación volumétrica con lo cuál la trayectoria en el plano $v - \ln(p')$ ya no ocurre según el recorrido de la línea de recuperación elástica de pendiente κ , sino, según un recorrido de pendiente mucho mayor hasta alcanzar la línea de estado crítico CSL o la línea de falla de pendiente " M " en el plano $q - p'$.

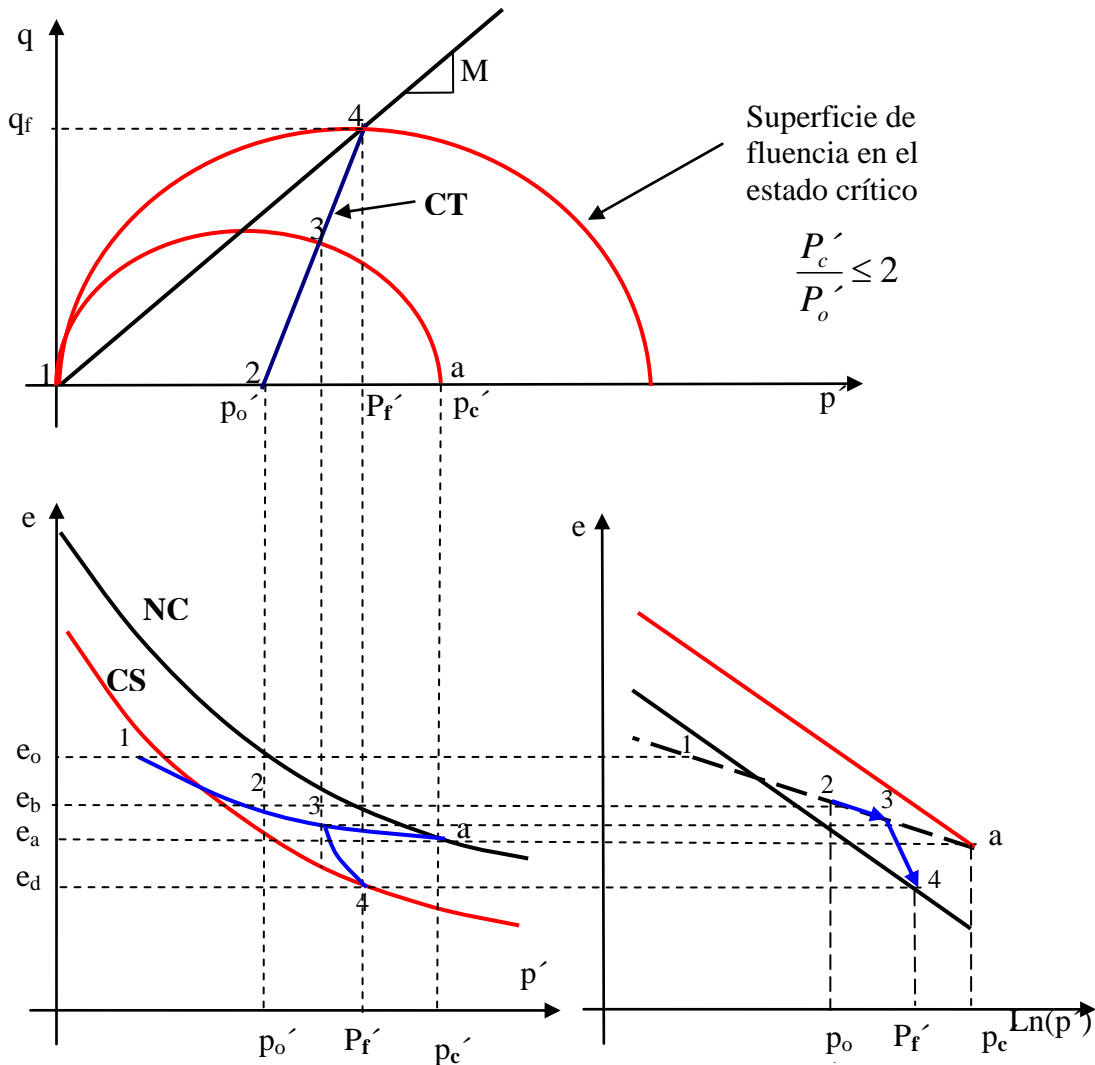


Figura N° 3.97: Ensayo triaxial consolidado, drenado.

Como en todo ensayo triaxial, en este también iremos incrementando la tensión desviante en escalones que haremos constantes e iguales a $\Delta\sigma_1 = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = \Delta q = 18 \text{ kPa}$, esto nos lleva a que el incremento de las tensión media sobre la muestra se incremente en $\Delta p' = 6 \text{ kPa}$ ya que $\Delta p' = \Delta q/3$. Por lo tanto el cálculo del ensayo lo haremos siguiendo el siguiente esquema de cálculo que se resume en los resultados que se muestran en la planilla que se adjunta como N° 3.98.

Columna N°	Parámetro a calcular	Ecuación
1	σ_1	Incremento constante determinado al iniciar el ensayo
2	σ_3	Tensión constante determinada al iniciar el ensayo
3	$\sigma_1 - \sigma_3$	Incremento constante determinado al iniciar el ensayo
4	p'	$\left(\frac{\sigma_1 + 2.\sigma_3}{3} \right)$
5	q	$\sigma_1 - \sigma_3$
6	η	p'/q
7	$d\eta$	$\eta_{(i+1)} - \eta_{(i)}$
8	$\delta\varepsilon_v$	$\delta\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1+\nu} \left[\frac{dp'}{p'} + \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda} \right) \frac{2.\eta.d\eta}{M^2 + \eta^2} \right]$
9	ε_v	$\varepsilon_{v(i)} + \delta\varepsilon_{v(i+1)}$
10	de	$\delta\varepsilon_v(1+e_0)$
11	v	$v_0 - dv$
12	$\delta\varepsilon_s$	$\delta\varepsilon_s = \delta\varepsilon_s^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+\nu} \left[\frac{dp'}{p'} + \frac{2.\eta.d\eta}{M^2 + \eta^2} \right] \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2}$
13	ε_s	$\Sigma \delta\varepsilon_s$
14	ε_1	$\varepsilon_s + \varepsilon_v/3$

Figura N° 3.98: tabla para calcular un ensayo triaxial drenado

PLANILLA DE CÁLCULO DE UN TRIAXIAL DRENADO

Parámetros adoptados para modelar el ensayo:

$\lambda = 0,448$; $\kappa = 0,06$; $M = 1,10$; $e_0 = 2,15$; $\sigma_3 = 98$ KPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
σ_1 kPa	σ_3 kPa	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	p' kPa	q kPa	η	δh	$\delta \epsilon_v$	ϵ_v	δe	e	$\delta \epsilon_s$	$\epsilon \sigma$	ϵ_1
0	0	0.00	0.00	0.00						2.15			
98	98	0.00	98.00	0.00	0.0000		0.0029	0.0029	0.0155	2.1345	0.0000	0.0000	0.0010
107.60	98	9.60	101.20	9.60	0.0949	0.0949	0.0044	0.0073	0.0215	2.1130	0.0008	0.0008	0.0032
117.20	98	19.20	104.40	19.20	0.1839	0.0890	0.0054	0.0127	0.0259	2.0871	0.0021	0.0029	0.0071
126.80	98	28.80	107.60	28.80	0.2677	0.0837	0.0062	0.0189	0.0291	2.0580	0.0036	0.0065	0.0128
136.40	98	38.40	110.80	38.40	0.3466	0.0789	0.0067	0.0256	0.0311	2.0269	0.0054	0.0118	0.0204
146.00	98	48.00	114.00	48.00	0.4211	0.0745	0.0070	0.0326	0.0323	1.9946	0.0073	0.0192	0.0300
155.60	98	57.60	117.20	57.60	0.4915	0.0704	0.0071	0.0397	0.0328	1.9618	0.0095	0.0287	0.0419
165.20	98	67.20	120.40	67.20	0.5581	0.0667	0.0071	0.0468	0.0328	1.9290	0.0121	0.0408	0.0564
174.80	98	76.80	123.60	76.80	0.6214	0.0632	0.0070	0.0538	0.0324	1.8965	0.0151	0.0558	0.0738
184.40	98	86.40	126.80	86.40	0.6814	0.0600	0.0069	0.0607	0.0318	1.8647	0.0189	0.0747	0.0949
194.00	98	96.00	130.00	96.00	0.7385	0.0571	0.0067	0.0674	0.0311	1.8336	0.0240	0.0987	0.1211
203.60	98	105.60	133.20	105.60	0.7928	0.0543	0.0065	0.0739	0.0302	1.8034	0.0317	0.1303	0.1550
213.20	98	115.20	136.40	115.20	0.8446	0.0518	0.0063	0.0802	0.0293	1.7741	0.0448	0.1751	0.2018
222.80	98	124.80	139.60	124.80	0.8940	0.0494	0.0061	0.0862	0.0283	1.7458	0.0735	0.2486	0.2774
232.40	98	134.40	142.80	134.40	0.9412	0.0472	0.0059	0.0921	0.0274	1.7184	0.1918	0.4405	0.4712

Planilla N° 3.82: Desarrollo del cálculo de un ensayo triaxial drenado

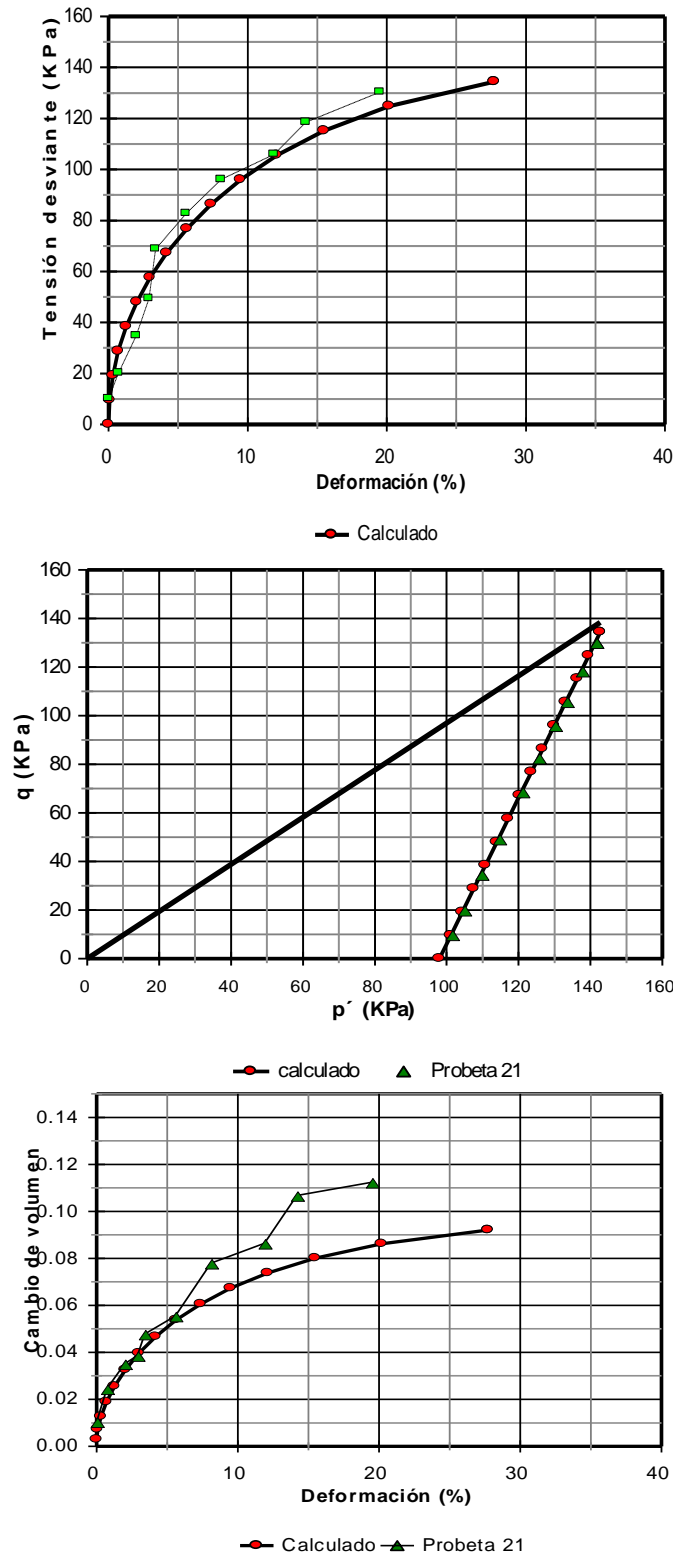


Figura N° 3.99: Resultado del modelo matemático de un ensayo triaxial drenado y comparación con los resultados de un ensayo triaxial similar ejecutado sobre una probeta de suelos del Post Pampeano con parámetros similares

10.19.- Ensayo triaxial Consolidado, no drenado, con medición de presiones neutras

Al igual que en el ejercicio anterior, podemos hacer lo mismo con un muestra de similares características pero ejecutando el ensayo en condiciones no drenadas luego de una consolidación isotrópica P_c' definida por el punto A de la figura N° 3.91.

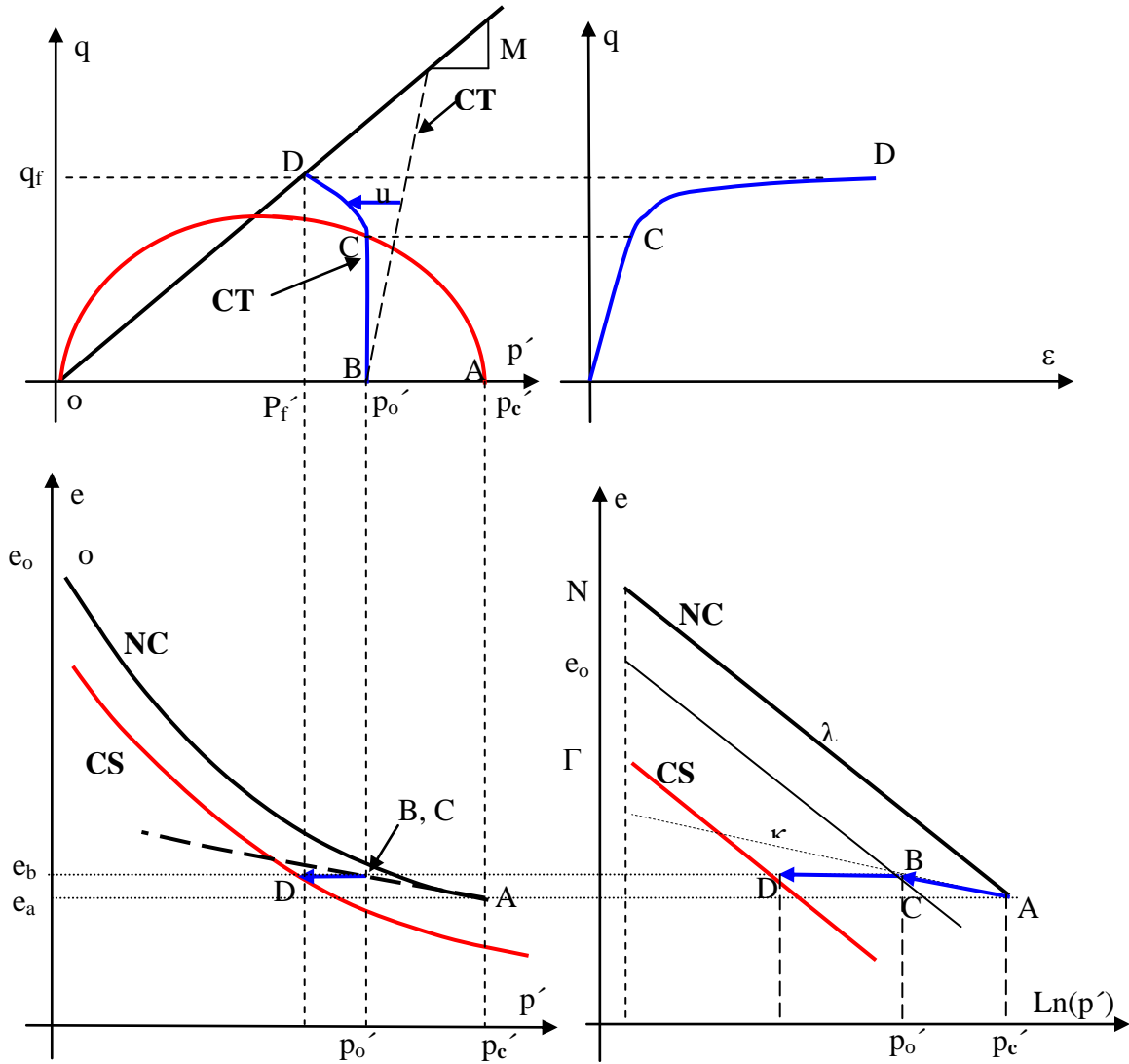


Figura N° 3.91: Ensayo triaxial consolidado, no drenado con medición de “u”

Del gráfico de la figura anterior podemos calcular la relación de vacíos para la presión media correspondiente a la falla p_f' haciendo:

$$e_f = e_b = e_o = \Gamma - \lambda \ln(p_f')$$

$$p_f' = \exp\left(\frac{\Gamma - e_o}{\lambda}\right) \text{ Como además: } q_f = M \cdot p_f'$$

$$q_f = M \cdot \exp\left(\frac{\Gamma - e_o}{\lambda}\right) \quad \text{Donde } q_f \text{ es la tensión desviante en la falla}$$

Para poder aplicar la ecuación anterior, será necesario obtener a partir de los parámetros básicos M , λ , κ , p_c' , los valores de Γ y $e_o = e_f$.

Para ello utilizaremos las fórmulas ya vistas:

$$e_o = N - \lambda \text{Ln}(p_c') + \kappa [\text{Ln}(p_c') - \text{Ln}(p_o')]$$

$$e_o = N - \lambda \cdot \text{Ln}(p_c') + \kappa \cdot \text{Ln}(p_c') - \kappa \cdot \text{Ln}(p_o')$$

$$e_o = N - (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(p_c') - \kappa \cdot \text{Ln}(p_o')$$

Además el valor de Γ lo podemos obtener haciendo:

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \text{Ln}(2)$$

Ahora si podemos calcular la diferencia entre $\Gamma - e_o$ para lo cuál hacemos:

$$\Gamma - e_o = N - (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(2) - N + (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(p_c') + \kappa \cdot \text{Ln}(p_o')$$

$$\Gamma - e_o = (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}\left(\frac{p_c'}{2}\right) + \kappa \cdot \text{Ln}(p_o') \quad (**)$$

Cuando hacemos un ensayo triaxial CU sobre un suelo normalmente consolidado, el valor de la presión de confinamiento se transforma en $\sigma_3' = p_c' = p_o'$ por lo tanto tendremos:

$$\Gamma - e_o = (\lambda - \kappa) \cdot (\text{Ln}(p_c') - \text{Ln}(2)) + \kappa \cdot \text{Ln}(p_c')$$

$$\Gamma - e_o = \lambda \cdot \text{Ln}(p_c') - (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(2)$$

$$p_f' = \exp\left(\frac{\lambda \cdot \text{Ln}(\sigma_3') - (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(2)}{\lambda}\right)$$

En los casos en que el suelo que ensayamos tenga una presión de preconsolidación superior a σ_3' utilizaremos la ecuación (**)

Analizando las ecuaciones anteriores la variación total de la presión efectiva $\Delta p'_{TOTAL}$ en un ensayo de este tipo, tendremos:

$$\Delta p'_{TOTAL} = p'_o - p'_f = \sigma'_3 - p'_f = \sigma'_3 - \exp\left[\frac{\lambda \cdot \text{Ln}(\sigma'_3) - (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(2)}{\lambda}\right]$$

Como sabemos en este ensayo, la distancia horizontal entre el camino de tensiones efectivas (CTE) y el de las totales (CTT) nos da el valor de la presión neutra “u”

$$\Delta u = p_f - p'_f$$

Por otra parte en términos de presiones totales en la falla tendremos:

$$q_f = 3 \cdot (p_f - p'_o)$$

$$p_f = p'_o + \frac{q_f}{3} = p'_o + \frac{M \cdot p'_f}{3}$$

$$\Delta u_f = p_f - p'_f = p'_o + \frac{M}{3} p'_f - p'_f = p'_o + \left(\frac{M}{3} - 1\right) \cdot p'_f$$

Reemplazando el valor de p'_f nos queda:

$$\Delta u_f = p'_o + \left(\frac{M}{3} - 1\right) \cdot \exp\left(\frac{\Gamma - e_o}{\lambda}\right)$$

Por lo tanto para el desarrollo del ensayo triaxial CU tendremos que seguir los siguientes pasos:

1°) Al igual que en el ensayo anterior del triaxial CD, daremos incrementos parciales a la tensión desviante aplicada, para ello debemos calcular el valor de p'_f para luego obtener la diferencia entre $(p'_o - p'_f)$. Esta diferencia representa la máxima variación de p' durante todo el ensayo, por lo tanto podemos dividirla en un número finitos de pasos para lograr una buena cantidad de puntos que representen el ensayo haciendo:

$$\Delta p' = \left(\frac{\Delta p'_{TOTAL}}{N^o}\right)$$

A partir de este valor calculamos el valor de p' haciendo: $p' = p'_o - \Delta p'$

2°) El segundo paso consiste en determinar los sucesivos diámetros máximos de las superficies elípticas que atraviesa el camino de tensiones efectivas (CTE) a medida que se aproxima a la falla tal como se aprecia en la figura N° 3.92 Si estamos ensayando un suelo preconsolidado, sabemos que la trayectoria de las tensiones efectivas (CTE) será muy cercano a la vertical hasta llegar a la superficie de fluencia en el punto “A”. Una vez que atravesamos a la superficie de fluencia en el punto “A” el suelo comienza a experimentar deformaciones plásticas y como no puede cambiar de volumen incrementa su presión intersticial o del agua de los poros. Por lo tanto para conocer la ubicación de los puntos 1 y 2 en el plano $q - p'$ será necesario conocer los diámetros máximos de las distintas elipses que atraviesa el CTE p_{c1}' y p_{c2}' , para que en el plano $e - p'$ se ubiquen sobre las líneas horizontales que cortan las curvas de recuperación elástica que tienen en el plano $e - \text{Ln}(p')$ una pendiente “ κ ”.

La relación de vacíos para cada par de valores p_{c1}' , p_1' y p_{c2}' , p_2' se puede calcular haciendo:

$$e_1 = N - (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(p_{c1}') - \kappa \cdot \text{Ln}(p_1')$$

$$e_1 = N - (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(p_{c2}') - \kappa \cdot \text{Ln}(p_2')$$

Como en este caso $e_0 = e_1 = e_2$ podemos igualar y tendremos:

$$-(\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(p_{c1}') + (\lambda - \kappa) \cdot \text{Ln}(p_{c2}') = \kappa \cdot \text{Ln}(p_1') - \kappa \cdot \text{Ln}(p_2')$$

$$\text{Ln} \left[\frac{p_{c2}'}{p_{c1}'} \right] = \left[\frac{\kappa}{\lambda - \kappa} \right] \cdot \text{Ln} \left[\frac{p_1'}{p_2'} \right]$$

$$p_{c2}' = p_{c1}' \left[\frac{p_1'}{p_2'} \right]^{\left(\frac{\kappa}{\lambda - \kappa} \right)}$$

Con esta fórmula podemos calcular el diámetro máximo P_{ci}' de la elipse para cada valor de P_i'

$$P_{c(i)'} = P_{c(i-1)'} \left[\frac{P_{(i-1)'}}{P_{(i)'}} \right]^{\left(\frac{\kappa}{\lambda - \kappa} \right)}$$

Obviamente el primer valor de P_{ci}' para una muestra normalmente consolidada será $P_c' = \sigma'_3$

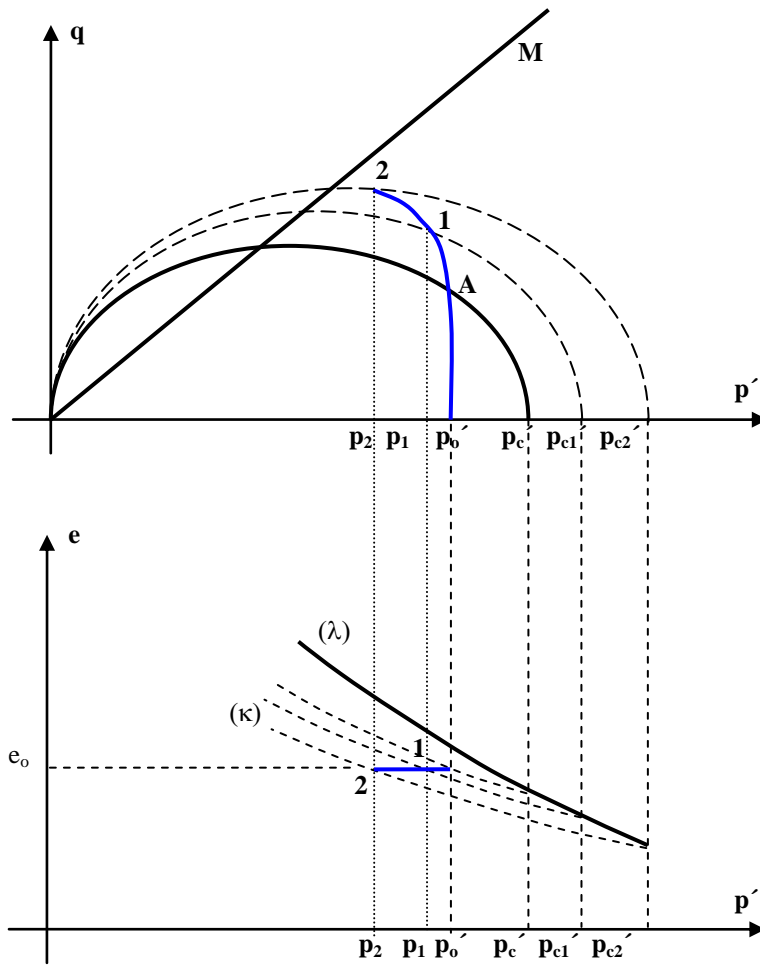


Figura N° 3.92: Evolución en fluencia de la relación de las deformaciones en un ensayo CU.

3°) El tercer paso consiste en calcular el valor de la tensión desviante “q” que se ubicará en correspondencia con el valor de P_i' sobre la elipse de diámetro mayor P_{ci}' .

Para el cálculo tomamos la ecuación de la elipse.

$$q^2 = M^2 \cdot p'(\hat{p}_c' - p')$$

Si dividimos esta ecuación por $(P')^2$ tendremos:

$$\frac{q}{p'} = M \cdot \sqrt{\frac{p_c'}{p'} - 1}$$

$$q_i = M \cdot p_i' \sqrt{\frac{p_{ci}'}{p_i} - 1}$$

4°) Deformaciones volumétricas:

Para evaluar las deformaciones volumétricas elásticas utilizaremos las fórmulas ya vistas en estos apuntes donde habíamos visto que

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p$$

Y como no había cambios de volumen en la muestra al ser un ensayo CU, teníamos que:

$$d\varepsilon_v = 0 \text{ por lo tanto:}$$

$$d\varepsilon_v^e = -d\varepsilon_v^p$$

Como además $d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e} \cdot \frac{dp'}{p'}$ nos queda que $d\varepsilon_v^p = \frac{-\kappa}{1+e} \cdot \frac{dp'}{p'}$

Deformaciones volumétricas por corte.

Hemos visto que las deformaciones volumétricas plásticas por corte están dadas por

$$d\varepsilon_s^p = d\varepsilon_v^p \cdot \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2}$$

Mientras que las deformaciones volumétrica elásticas por corte serán:

$$d\varepsilon_s^e = \frac{\Delta q}{3.G}$$

Donde G lo podemos calcular con

$$G = \frac{3 \cdot (1 - 2\nu) \cdot (1 + e_o) \cdot p'}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa}$$

Y Por últimos tendremos que:

$$d\varepsilon_s = d\varepsilon_s^e + d\varepsilon_s^p$$

Finalmente para el cálculo de las deformaciones axiales debemos tener en cuenta que para condiciones **no drenadas**:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_3 = 0$$

$\varepsilon_1 = -2.\varepsilon_3$ Por otra parte habíamos visto que $\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ con lo cuál

$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 - \frac{3}{2}\varepsilon_s$ Que reemplazando en la ecuación anterior nos queda:

$$-\frac{1}{2}\varepsilon_1 = \varepsilon_1 - \frac{3}{2}\varepsilon_s$$

$$\varepsilon_1 = -2.\varepsilon_1 + 3.\varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_1 + 2.\varepsilon_1}{3} \quad \text{Con lo cuál } \varepsilon_s = \varepsilon_1$$

5°) Cálculo del incremento de presiones neutras

Para obtener el valor de las presiones neutras que se generan durante el desarrollo del ensayo, necesitamos obtener el valor de las presiones totales para restarlas de las presiones efectivas ya calculadas, para ello hacemos:

$$p = p_o' + \frac{q}{3} = \sigma_3 + \frac{q}{3}$$

$$\Delta u = p - p'$$

PLANILLA DE CÁLCULO DE UN ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO

Parámetros adoptados para modelar el ensayo:

$\lambda = 0,448$; $\kappa = 0,06$; $M = 1,10$; $\nu = 0,40$; $v_{e_0} = 2,15$; $\sigma_3 = 98 \text{ KPa}$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
σ_1 KPa	σ_3 KPa	$\sigma_1 - \sigma_3$ KPa	p' KPa	p'_c KPa	q KPa	$\delta \epsilon_{ve}$	$\delta \epsilon_{vp}$	$\delta \epsilon_{sp}$	$\delta \epsilon_{se}$	$\delta \epsilon_s$	ϵ_s	ϵ_1	P KPa	Δu KPa
			0.00											
98.00	98.00	0.00	98.00	98.00	0.00	-0.00066	0.00066	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	98.00	0.00
119.23	98.00	21.23	94.60	98.54	21.23	-0.00068	0.00068	0.00026	0.00855	0.00881	0.00881	0.00881	105.08	10.48
127.52	98.00	29.52	91.20	99.10	29.52	-0.00071	0.00071	0.00042	0.00346	0.00388	0.01269	0.01269	107.84	16.64
133.53	98.00	35.53	87.80	99.68	35.53	-0.00074	0.00074	0.00057	0.00261	0.00318	0.01587	0.01587	109.84	22.04
138.28	98.00	40.28	84.40	100.29	40.28	-0.00077	0.00077	0.00075	0.00215	0.00289	0.01876	0.01876	111.43	27.03
142.20	98.00	44.20	81.00	100.93	44.20	-0.00080	0.00080	0.00096	0.00184	0.00280	0.02156	0.02156	112.73	31.73
145.47	98.00	47.47	77.60	101.60	47.47	-0.00083	0.00083	0.00122	0.00161	0.00283	0.02439	0.02439	113.82	36.22
148.24	98.00	50.24	74.20	102.31	50.24	-0.00087	0.00087	0.00157	0.00142	0.00299	0.02738	0.02738	114.75	40.55
150.56	98.00	52.56	70.80	103.05	52.56	-0.00091	0.00091	0.00206	0.00125	0.00331	0.03070	0.03070	115.52	44.72
152.51	98.00	54.51	67.40	103.84	54.51	-0.00096	0.00096	0.00280	0.00110	0.00390	0.03459	0.03459	116.17	48.77
154.12	98.00	56.12	64.00	104.67	56.12	-0.00101	0.00101	0.00402	0.00096	0.00498	0.03958	0.03958	116.71	52.71
155.42	98.00	57.42	60.60	105.56	57.42	-0.00107	0.00107	0.00649	0.00081	0.00730	0.04688	0.04688	117.14	56.54
156.42	98.00	58.42	57.20	106.51	58.42	-0.00113	0.00113	0.01385	0.00067	0.01452	0.06140	0.06140	117.47	60.27
157.14	98.00	59.14	53.80	107.52	59.14	-0.00120	0.00120	1.52574	0.00051	1.52625	1.58765	1.58765	117.71	63.91

Figura N° 3.93: Resultados del cálculo de un ensayo triaxial no drenado

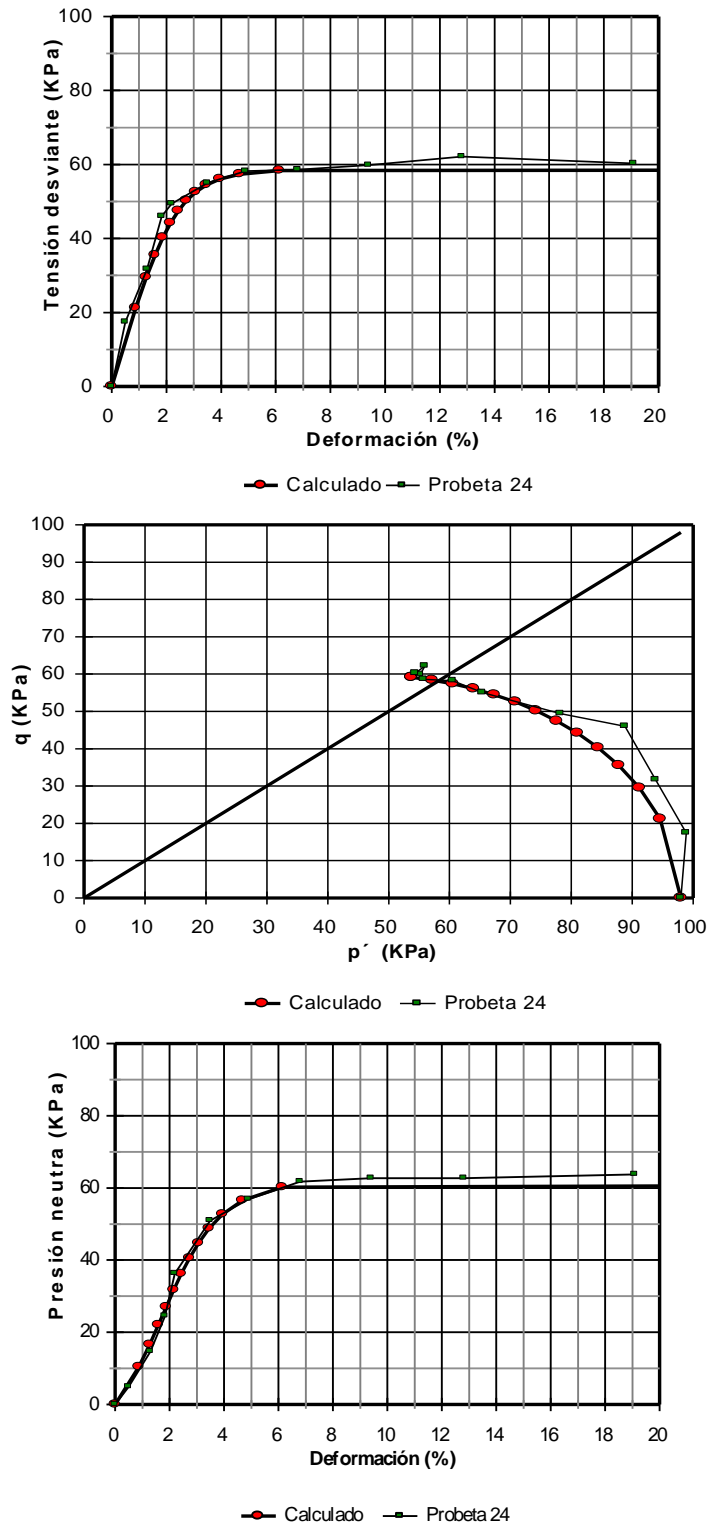


Figura N° 3.94: Resultados del modelo matemático de un ensayo triaxial consolidado, no drenado y comparación con un ensayo real de una probeta del Post Pampeano