

0959

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
U.N.A.M.

TRABAJO PARA OPTAR AL EXAMEN DE GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA (MECANICA DE SUELOS)

Relación entre resistencias al esfuerzo
cortante, no drenada, de arcillas satura-
das medidas en diferentes pruebas en el -
laboratorio y diferentes métodos in situ.

PROPUESTO POR: DR. EULALIO JUAREZ BADILLO.

SUSTENTADO POR: ING. JOSE ANTONIO SANCHEZ CARDY





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



DEPA

T. UNAM
1981
SAN

I N D I C E

	<u>Página</u>
1.- INTRODUCCION	1
2.- FUNDAMENTOS	2
3.- SINOPSIS DEL TRABAJO	2
4.- DEFINICION DE RESISTENCIA AL CORTE.	3
4.1.- Resistencia pico	3
4.2.- Resistencia residual	3
4.3.- Resistencia no drenada	3
4.4.- Resistencia drenada	3
5.- ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA OBTENCION DE LA RESISTENCIA AL CORTANTE NO DRENADA	4
5.1.- Ensayo de compresión no confinada	4
5.2.- Ensayo de corte directo	6
5.3.- Ensayo de veleta de laboratorio	8
5.4.- Ensayos triaxiales de compresión y extensión	9
5.5.- Anillos de corte por torsión.	15
5.6.- Comentarios generales a las pruebas de laboratorio.	16
6.- METODOS PARA LA OBTENCION DE LA RESISTENCIA NO DRENADA IN SITU	17
6.1.- Método de penetración estandar	18
6.2.- Método de penetración estática	20
6.3.- Prueba de corte con la veleta de campo	23
6.4.- Pruebas de presurómetro	26
7.- COMENTARIOS GENERALES SOBRE ASPECTOS FUNDAMENTALES	28
8.- CORRELACIONES	31
9.- CONCLUSIONES	34
10.- REFERENCIAS	36
11.- AGRADECIMIENTOS	36
12.- ANEXO (GRAFICAS Y TABLAS)	36

1.- INTRODUCCION.

Este trabajo se propone analizar una serie de procedimientos para la obtención de la resistencia al corte de suelos en condiciones no drenadas, por medio de diferentes métodos de campo y ensayos de laboratorio, específicamente sobre arcillas saturadas; tratando de encontrar las relaciones (si las hay) entre los resultados experimentales que se obtengan de éstas o bien relaciones de tipo teórico.

Entre los diferentes métodos disponibles se han seleccionado aquellos de uso más generalizado y por tanto más conocidos como són:

1.1.- Ensayos o pruebas de laboratorio:

- 1.1.1.- Resistencia a la compresión no confinada.
- 1.1.2.- Ensayo de corte directo.
- 1.1.3.- Prueba de veleta de laboratorio.
- 1.1.4.- Ensayos triaxiales de compresión y extensión.
- 1.1.5.- Ensayo de anillos de corte por torsión (comentarios).

Asimismo se han seleccionado dentro de los métodos de campo, sin distinguir entre métodos directos e indirectos, los siguientes procedimientos:

1.2.- Métodos de campo:

- 1.2.1.- Penetración estándar (como medida indirecta de la resistencia al corte).
- 1.2.2.- Ensayo de penetración quasi-estática (cono estático).
- 1.2.3.- Prueba de corte in situ mediante veleta de campo.
- 1.2.4.- Ensayos de presurómetro.

Se intentará establecer correlaciones de utilidad, a nivel de información, para quien deba manejar asuntos relativos a resistencia al corte de suelos en cuestiones prácticas. Así mismo como tratar de establecer los criterios de aplicabilidad de cada prueba o por lo menos denunciar aquellos aspectos, que de acuerdo al criterio del autor no están del todo

claros o perfectamente comprendidos.

No se incluyen aquí procedimientos de prueba por considerarlo estrictamente innecesario ya que éstos pueden encontrarse con facilidad en cualquier manual y por otra parte harían más extenso este trabajo, sin necesidad.

2.- FUNDAMENTOS.

En el desarrollo de toda la exposición nos fundamentamos en los diferentes resultados experimentales o desarrollos teóricos obtenidos por diferentes investigadores, que de acuerdo al autor son compatibles con sus ideas, pero que básicamente han sido ya externados por investigadores que han dedicado parte de sus esfuerzos a desarrollar estos temas.

Al final de este trabajo se da una lista de referencias consultadas, que de una manera u otra han servido como guía y que han aportado información muy valiosa para la realización del presente, en términos de planteamientos o resultados de pruebas que por razones de tiempo hubiera resultado imposible incluirlas aquí.

3.- SINOPSIS DEL TRABAJO.

Se seguirá el orden que a continuación se indica:

Definición de resistencia al corte:

- Resistencia pico
- Resistencia residual
- Resistencia no drenada
- Resistencia drenada

Ensayos de laboratorio para la obtención de la resistencia al corte de muestras.

Métodos (directos e indirectos) para la obtención de la resistencia al corte de suelos in situ.

Comentarios generales sobre aspectos fundamentales.

Correlaciones.

Conclusiones.

4.- DEFINICION DE RESISTENCIA AL CORTE.

- 4.1.- Resistencia Pico: Entendemos por resistencia pico, el valor máximo de esfuerzo cortante que opone la estructura de un suelo (supuestamente inalterado) a resistir deformaciones por corte antes de producirse la falla.
- 4.2.- Resistencia Residual: Es la resistencia constante, al corte, que alcanza un suelo luego de haber fallado a muy grandes deformaciones.
- 4.3.- Resistencia no drenada: Es el valor de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo cuando no se permite cambio volumétrico; es decir que no se permite drenar el agua intersticial a medida que se aplican esfuerzos sobre la muestra.
- 4.4.- Resistencia drenada: Es el valor de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo cuando se permite el cambio volumétrico bajo la aplicación de esfuerzos.

En términos generales, la resistencia depende de varios aspectos inherentes tanto al tipo de suelo como al tipo de prueba. Del tipo de suelo vendrá dado en términos de:

- Adhesión entre las superficies de las partículas.
- Resistencia por contactos firmes debido a la compacidad (función de la relación de vacíos, contenido de humedad e historia de esfuerzos).
- Resistencia por fricción entre granos que se resisten a deslizarse unos sobre otros.

En lo referente al tipo de pruebas, dependerá de:

- Condiciones de drenaje
- Duración de la prueba (velocidad de aplicación de carga o de formación, lo cual influirá sobre los efectos viscosos de las arcillas).

En lo sucesivo en este trabajo nos referiremos única y exclusivamente a la resistencia no drenada de suelos, así sea pico o residual, la que se aclarará en cada caso.

Antes de seguir adelante en el desarrollo de éste, creemos conveniente plantearnos unas interrogantes que pueden ser de utilidad al valorar las diferentes pruebas y procedimientos para evaluar la resistencia al corte, no drenada, de arcillas saturadas.

Cuando se haya de hacer uso de una resistencia no drenada en un diseño o análisis en mecánica de suelos, nos preguntamos:

¿Cuál resistencia debemos usar, la de campo o laboratorio?

¿Cómo tener en cuenta la alteración del terreno por excavaciones, --
rellenos, cortes, cargas estructurales, etc. y por tanto los cam---
bios en las condiciones de esfuerzo?

¿Cómo tomar en cuenta la alteración de las probetas en el muestreo?

¿Cómo influye el ambiente en el suelo?

Todas estas interrogantes asaltan con frecuencia al ingeniero de me-
cánica de suelos. Por lo que conviene estar lo más claro posible en lo -
que se va a usar y cómo utilizarlo.

5.- ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA OBTENCION DE LA RESISTENCIA AL CORTAN- TE DE MUESTRAS.

5.1.- Ensayo de compresión no confinada:

Este ensayo podemos considerarlo como un caso particular del ensayo triaxial, en que los esfuerzos confinantes son nulos ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$). Se practica fundamentalmente en suelos cohesivos, siendo una prueba del tipo rápida y donde su principal hipótesis es -
que mientras dura el ensayo la humedad del espécimen es constante.

El propósito de esta prueba, básicamente, es determinar:

- La resistencia última a la compresión no confinada.

- La resistencia última al cortante, aproximadamente.
- El módulo de elasticidad (E).

5.1.1.- Análisis.

De acuerdo con Coulomb la ley de resistencia de un suelo es:

$$\left\{ \tau = \sigma_n \tan \phi + C \right\}_{(1)}$$

Así para $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ (ver Fig. No. 1-anexo) $\left\{ \sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \alpha \right\}_{(2)}$

por lo que el esfuerzo cortante en ese plano puede escribirse así:

$$\left\{ \tau = \frac{\sigma_1}{2} \sin 2\alpha \right\}_{(3)}$$

y como $\left\{ \sigma_r = \sqrt{(\sigma_n)^2 + (\tau)^2} \right\}_{(4)}$ sustituyendo σ_n y τ en la fórmula (1) obtenemos el valor del esfuerzo mayor. $\left\{ \sigma_1 = 2C \tan^2(45 + \phi/2) \right\}_{(5)}$

y la cohesión resulta: $\left\{ C = \frac{\sigma_1}{2 \tan^2(45 + \phi/2)} \right\}_{(6)}$

Si en arcillas saturadas consideramos que $\phi = 0$, (*) entonces la resistencia solo dependerá del valor de la cohesión, por tanto $\left\{ \tau = C \right\}_{(7)}$

y entonces $\left\{ \sigma_1 = 2C \right\}_{(8)}$

(*) NOTA: Cuando nos referimos a $\phi = 0$ nos referimos realmente al ϕ aparente en esta prueba.

por lo que $\left\{ C = \frac{\sigma_1}{2} = \tau_{max} \right\}_{(9)}$

Otra forma equivalente de la expresión (9) es: $\left\{ C = \frac{q_{1u}}{2} \right\}_{(9.a)}$
y q_{1u} = resistencia a la compresión no confinada.

5.1.2.- Comentarios.

Todos los resultados de esta prueba son aproximados, no obstante:

- sirven para tener una medida cuantitativa de la consistencia de un suelo cohesivo.
- Provee una información básica de las propiedades de resistencia del suelo, que permite estimar la posible capacidad soporte de un suelo bajo una cimentación.

- Da la relación esfuerzo-deformación en condiciones de falla rápida.
- Permite hacer correlaciones rápidas entre muestras extraídas de formaciones similares, agilizando el proceso de pruebas.

5.2.- Ensayo de Corte Directo. (Ver Fig. No. 2-anexo).

Mediante este ensayo podemos investigar la ley de Coulomb en suelos no saturados y suelos impermeables saturados.

Puede hacerse en las variantes de carga controlada o deformación controlada, debiendo tenerse en cuenta dos cosas muy importantes durante la prueba, ellas son:

- Cambios volumétricos durante el ensayo.
- Velocidad de aplicación de carga.

Para la resistencia que se trata en este trabajo (no drenada), los cambios volumétricos deben ser nulos y la velocidad de aplicación de carga debe ser rápida, aun a costa de que aparecerán efectos viscosos no deseados.

Las hipótesis básicas que se hacen a este tipo de prueba, son las siguientes:

- La prueba es del tipo rápida y no se permite consolidación.
- La relación de vacíos no cambia en el transcurso del ensayo.
- No se disipa ni distribuye la presión de poro.

5.2.1.- Análisis.

El cambio de forma de la sección del espécimen puede ser corregido a todo lo largo de la prueba mediante expresiones conocidas. Si

A_f = área corregida (en la falla) se pueden calcular los esfuerzos mediante la expresión:

$$\left\{ \tau_c = \frac{T}{A_f} \right\}_{(10)}$$

τ_c = esfuerzo cortante

T = fuerza de corte

A_f = área de la probeta.

Deben tenerse en cuenta una serie de aspectos importantes, como s6n:

- la componente de cohesi6n es muy importante debido a las grandes fuerzas internas que se desarrollan en las arcillas por la contribuci6n de la su superficie espec6fica, dando lugar a una componente de "cohesi6n aparente", que arroja valores de resistencia no representativas. Existen adem6s -- otros aspectos que contribuyen a este fen6meno, ellos s6n:
- Tiempo de falla: en el laboratorio los tiempos son mucho menores que en el campo (dando lugar a desarrollarse los efectos viscosos).
- Condiciones de esfuerzo de la prueba: las direcciones de esfuerzos principales en el ensayo de corte directo son bien conocidas; pero con todo, se cometen errores en la estimaci6n de "Su" de hasta un 5% en arcillas - de alta plasticidad. (Hill 1950, Hansen-Gibson 1949).
- Anisotrop6a: las resistencias de bloques con planos de estratificaci6n horizontales difieren de los probados a compresi6n seg6n el eje vertical (las primeras son del orden del 86% de las segundas, seg6n Bishops Ref. - No. 5). Asi mismo con las sacadas de muestreadores de di6metro = 4" (pul gadas) en las cuales el porcentaje es del 87%.
- Tama6o de la muestra: el efecto aqu6 es debido a que cuanto mayor es el - tama6o de la muestra, menor es la resistencia, debido a la inclusi6n de - m6s estructuras representativas del suelo (Bishops Ref. No. 5).

5.2.2.- Comentarios.

Creemos conveniente apuntar una serie de comentarios al respecto de esta prueba, por ejemplo:

- Las condiciones de esfuerzos en la probeta son muy complejas debido al cambio en el 6rea de corte con el incremento del desplazamiento a medida que progresa la prueba, produciendo una distribuci6n desigual de esfuerzos cortantes sobre la superficie potencial de falla. Por lo que al calcular los esfuerzos debe hacerse en base al 6rea corregida y no a la inicial. Por lo que los es esfuerzos calculados son solo aproximados. (Ver ejemplo en Fig. - No. 3 - (Ref. 13) - Anexo).

- El contenido de agua de muestras saturadas de muchos tipos de suelo cambia rápidamente al cambiar los esfuerzos actuantes.
- Existen esfuerzos parásitos en la prueba debido a la fricción generada entre las ranuras de sujeción y la muestra o bien entre las piedras porosas y la muestra que producen distorsión al espécimen. Igualmente sucede en las paredes de la caja.
- La restricción al cortante en las paredes laterales de la caja, no simula el estado de esfuerzos en el terreno, pues de hecho se generan cortantes laterales en el suelo, lo que afecta el cálculo de esfuerzos.

5.3.- Ensayo de Veleta de Laboratorio. - (Ver Fig. 4-anexo).

Este tipo de dispositivo fué diseñado para ensayar suelos blandos, es una prueba rápida, no drenada, con características idénticas a la de la veleta de campo que se explicará en el inciso 6.3. de esta exposición.

5.3.1.- Análisis.

Existen básicamente dos versiones para el análisis teórico de esta prueba (de acuerdo a nuestro conocimiento) y varían solamente en cuanto a considerar el que en la resistencia a la falla se tome o no en cuenta el aporte de cortante de los extremos; así vemos que se dan los siguientes casos:

5.3.1.1.- Cuando los extremos intervienen en el cortante:

$$\left\{ T = C \left(\pi D H \cdot \frac{D}{2} + 2\pi \frac{D^2}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{2} \right) = \pi C \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right) \right\}_{(m)}$$

y por tanto: $\left\{ T = \pi C \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right) \right\}_{(n.a.)}$

donde T= par aplicado

$C = \frac{Q_u}{2}$ = resistencia al corte en una prueba de compresión no confinada.

D= diámetro veleta, H = altura veleta.

5.3.1.2.- Cuando participa en el cortante solo un extremo:

Otra manera de estudiar la resistencia, es como lo hace Nyal Wilson (Ref. 19) es decir:

5.3.1.3.- Comparando los valores del par aplicado a la veleta con valores de resistencia a la compresión no confinada en una gráfica. Usando una gráfica semi-log y aplicando la ecuación

$$\left\{ \frac{q_u}{2} = 1.00 T^{1.23} \right\}_{(12)} \quad (\text{Ref. N}^\circ 19)$$

obtenemos una recta.

Para la realización de este ensayo, se han hecho una serie de hipótesis básicas. Nosotros nos referiremos a las hechas por Darienza Vey (Ref. No. 7) en el sentido de que:

- El esfuerzo cortante se distribuye uniformemente en toda la altura de la cuchilla a lo largo y ancho de toda la superficie de falla (cilindro de revolución).
- La distribución del esfuerzo cortante en los extremos tiene una variación triangular, comenzando en cero en el eje de la veleta y llegando a un máximo en la esquina de la cuchilla.

5.3.2.- Comentarios.

Los resultados de este ensayo arrojan una dispersión muy alta, comparable a la alcanzada por los resultados de resistencia a la compresión no confinada.

Habría que analizar qué tan válida es la correlación entre q_u y T hecha por Nyal Wilson en el conjunto de resultados de las dos variables tan dispersas.

5.4.- Ensayos Triaxiales de Compresión y Extensión.

Los ensayos de corte triaxial pueden ser llevados a cabo en diferentes formas debido a que el aparato triaxial es uno de los más versátiles del laboratorio. Pueden hacerse ensayos de triaxial reproduciendo la humedad natural de las muestras o reproduciendo el estado de esfuerzos que tenía el es-

-pécimen en el sitio (si es que éstos se conocieran a priori). Si se reproduce la humedad natural del sitio tendremos que hacer pruebas UU (no consolidadas-no drenadas) las cuales no reproducen el estado de esfuerzo original y si se desea llevar la probeta al estado de esfuerzos in situ habremos de hacer una prueba CU (consolidada-no drenada) en la inteligencia de que siempre los valores de resistencia UU serán siempre menores que los de la CU, lo cual puede verse inmediatamente de la Tabla No. 1 (Ref. 10).

La ley de falla en las pruebas CU es la dada por Terzaghi como:

$$\left\{ \bar{\sigma} = \sigma' \tan \phi + C \right\}_{(13)}$$

pero en las pruebas tipo UU resulta que no se conocen los esfuerzos efectivos y aquí el esfuerzo normal $= \sigma_n$ es todo tomado por el agua intersticial, o sea $\left\{ \sigma = \sigma' + u = 0 \right\}_{(14)}$ $\Rightarrow \left\{ \sigma' = \sigma - u = 0 \right\}_{(14-a)}$ y por lo tanto $\left\{ \sigma' = -u \right\}_{(14-b)}$ y lo que contribuye a la resistencia al corte es una cohesión aparente debida a la presión de poro negativa ^{??} que se generó al extraer la muestra del sitio, la cual se expandió y sometió al agua intersticial a tensión.

Como sabemos los ensayos triaxiales pueden hacerse bajo cualquiera de las siguientes alternativas:

a). Prueba triaxial de compresión $\left\{ \begin{array}{l} \text{aumentando el esfuerzo vertical} \\ \text{reduciendo los esfuerzos horizontales.} \end{array} \right.$

(Aquí es esfuerzo vertical es mayor que los esfuerzos horizontales).

b). Prueba triaxial de extensión $\left\{ \begin{array}{l} \text{disminuyendo el esfuerzo vertical} \\ \text{aumentando los esfuerzos horizontales.} \end{array} \right.$

Aquí, siguiendo lo correspondiente de la Ref. No. 4 veremos los análisis de estas pruebas en arcillas normalmente consolidadas o preconsolidadas, pero teniendo en cuenta un criterio muy importante; este es el efecto de almacenar energía que tiene una arcilla al permitirsele la expansión - una vez que se ha cargado. Es decir que la arcilla al expandirse no libera todos los esfuerzos a que fué comprimida, sino que retiene parte en términos de deformación remanente. (Ver Fig. No. 5-anexo).

5.4.1.- Análisis.

5.4.1.1.- Arcillas Normalmente Consolidadas.

Presiones de poro:

En pruebas no drenadas, sabemos que al aplicar esfuerzos, instantáneamente quien los toma es el agua intersticial. Si al realizar el experimento triaxial seguimos dos etapas; una de esfuerzos isotrópicos y posteriormente otra de esfuerzos desviadores aumentando el esfuerzo axial (o disminuyendolo) así mismo tendremos dos componentes de presión de poro:

$$\left\{ \Delta u = \Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \right\}_{(15)} \quad \text{debida a esfuerzos isotrópicos.}$$

$$\left\{ \alpha \sigma_{co} \right\}_{(15-a)}$$

debida al exceso de presión de poro generada por la distorsión de la estructura del suelo al aplicar $\Delta \sigma_1$ (vinculada a los esfuerzos anisotrópicos).

Si definimos una función de sensibilidad = y que afecte al término (15-a) de tal manera que de la proporción de p. de poro que se produce a todo lo largo de la prueba, es: (*)

$$\left\{ y = \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \right\}_{(15-b)} \quad \text{donde } 0 \leq y \leq 1$$

entonces la presión de poro total, será:

$$\left\{ \Delta u = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} + \alpha \sigma_{co} \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\beta \right\}_{(15-c)}$$

donde: " α " es coeficiente de pérdida de resistencia por distorsión (< 1)
 σ_{co} es esfuerzo que resistiría originalmente al permitirse la expansión (rama de expansión).

En las pruebas de compresión (con aumento del esfuerzo vertical) resulta que: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_{co} + \Delta \sigma_1 \\ \sigma_2 = \sigma_{co} \neq \sigma_3 \end{array} \right. \quad \text{y} \quad \Delta \sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (+) \Leftrightarrow \Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = 0 \left\{_{(15-d)}$

(*) NOTA: Para una secuencia completa de la secuencia matemática, ver Ref.

En pruebas de extensión (disminuyendo esfuerzo vertical) es:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_{co} - \Delta\sigma_1 \\ \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{co} \end{array} \right. \quad \text{y} \quad \Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (-) \Leftrightarrow \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0 \quad (15-f)$$

por tanto,

$$\left\{ \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \right\} (15-g)$$

En pruebas de compresión (reduciendo esfuerzos horizontales), puede escribirse:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_1 = 0 \\ \sigma_1 = \sigma_{co} \end{array} \right. \quad \text{y} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = \sigma_{co} - \Delta\sigma_2 \\ \sigma_3 = \sigma_{co} - \Delta\sigma_3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_2 = \sigma_1 - \sigma_2 \\ \Delta\sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_3 \end{array} \right. \quad \text{y como } \sigma_2 = \sigma_3 \quad (15-h)$$

$$\text{resulta } \left\{ \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = -\frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{3} \right\} (15-i)$$

En pruebas de extensión (aumentando los esfuerzos horizontales), luego:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_1 = 0 \\ \sigma_1 = \sigma_{co} \end{array} \right. \quad \text{y} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = \sigma_{co} + \Delta\sigma_2 \\ \sigma_3 = \sigma_{co} + \Delta\sigma_3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_2 = \sigma_2 - \sigma_1 \\ \Delta\sigma_3 = \sigma_3 - \sigma_1 \end{array} \right. \quad \text{y como } \sigma_2 = \sigma_3 \quad (15-j)$$

entonces:

$$\left\{ \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} = \frac{2}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} (15-k)$$

normalizando la expresión (15-c) al dividir por σ_{co} y sustituyendo en ella la (15-e) obtenemos:

$$\left\{ \frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) + \alpha \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{co}}} \right]^\beta \right\} (15-l)$$

expresión que nos da el valor de la presión de poro en pruebas de compresión (aumentando la presión axial).

$$\left\{ \frac{\Delta u}{\sigma_{co}} = -\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) + \alpha \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\frac{\sigma_{co}}{\sigma_{co}}} \right]^\beta \right\} (15-m)$$

presión de poro en pruebas de extensión disminuyendo el esfuerzo axial.

NOTA: En todos los casos se ha considerado $\alpha_{exp} = \alpha_{comp} = \alpha$ (es una aproximación).

ACLARACION: el coeficiente " β " es siempre mayor que uno, ya que la presión de poro no tiene una variación lineal.

Resistencias:

Aquí según la referencia No. 4, la superficie de falla en pruebas no drenadas es a 45° (pasando por los puntos de cortante máximo en el círculo de Mohr). En estas condiciones la ley de resistencia es:

$$\left\{ \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_f = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)_f \tan \phi \right\} (16)$$

Teniendo la arcilla un comportamiento básicamente - - friccionante.

Las presiones de poro serán:

$$\alpha \sigma_{co} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_c}{3} \quad (\text{en pruebas de compresión})$$

$$\alpha \sigma_{co} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_e}{3} \quad (\text{en pruebas de extensión})$$

donde $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3}\right)_c$ = presión de poro generada por la compresión (+)

$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3}\right)_e$ = presión de poro generada por la extensión (-)

(ver Fig. No. 6-anexo).

por tanto $\left\{ \sigma'_1 + \sigma'_3 = 2(\sigma_{co} - u) \pm (\sigma_1 - \sigma_3) \right\}_{(16-a)}$

en la que el signo (+) corresponde a pruebas de compresión y (-) corresponde a pruebas de extensión.

haciendo algunas transformaciones en (16-a), resulta:

$$\left\{ \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = 2(1 - \alpha) \tan \phi \pm \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f \tan \phi \right\}_{(16-b)} \text{ despejando la resistencia}$$

resulta: $\left\{ \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}\right)_f = \frac{2(1 - \alpha) \tan \phi}{1 \mp \tan \phi} \right\}_{(16-c)}$

(-) para la compresión
(+) para la extensión

Si establecemos una relación entre las resistencias de compresión y extensión (Su_{comp} y Su_{ext} . respectivamente) llegamos a una expresión así:

$$\left\{ \frac{Su_{comp}}{Su_{ext}} = \frac{1 + \frac{1}{3} \tan \phi}{1 - \frac{1}{3} \tan \phi} > 1 \right\}_{(16-d)} \Rightarrow \left\{ Su_{comp} > Su_{ext} \right\}_{(16-e)}$$

Con lo que vemos que para suelos (arcillas) normalmente consolidados, la resistencia obtenida en pruebas triaxiales de compresión son mayores -- que las obtenidas en extensión.

5.4.1.2.- Arcillas Preconsolidadas.

Presiones de poro:

En forma adimensional y teniendo en cuenta el criterio de almacenamiento de energía de la estructura interna de la arcilla podemos expresar la presión de poro, para arcillas preconsolidadas, así:

$$\left\{ \left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} \right)_f = \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f - \alpha \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right) \right\}_{(17.1)} \quad \text{(prueba triaxial de compresión, - aumentando el esfuerzo axial).}$$

$$\left\{ \left(\frac{\Delta u}{\sigma_{co}} \right)_f = -\frac{1}{3} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}} \right)_f - \alpha \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right) \right\}_{(17.2)} \quad \text{(prueba de extensión, disminuyendo el esfuerzo axial).}$$

y la

Resistencia:

$$\left\{ \sigma_{fund} = \sigma' + r \sigma_s = (\sigma - u) + r \sigma_s \right\}_{(17.6)} \quad \text{donde } r = \text{fracción de presión almacenada}$$

$$\left\{ \sigma_s = \sigma_e - \sigma_c \right\}_{(17.7)} \quad \begin{array}{l} \text{esfuerzo} \\ \text{acumulado} \end{array}$$

esto considerando el suelo como puramente friccionante, por lo que:

$$\left\{ S = \sigma_{fund} \tan \phi \right\}_{(17.8)}$$

teniendo en cuenta (17-b), resulta:

$$\left\{ \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_f = \left[\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)_f + r (\sigma_{eo} - \sigma_{co}) \right] \tan \phi \right\}_{(17.9)}$$

normalizando, dividiendo por σ_{co} , es:

$$\left\{ \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_f = \frac{2 + \tan \phi}{1 + \frac{1}{3} \tan \phi} \left[1 + \alpha \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 - \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{eo}} \right) + r \left(\frac{\sigma_{eo}}{\sigma_{co}} - 1 \right) \right] \right\}_{(17.10)}$$

pero como "r" (fracción de presión almacenada) depende de si se trata de una prueba de compresión o extensión y también del factor de preconsolidación $\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c} \right)$, no puede establecerse muy claramente la relación entre las pruebas de compresión y extensión.

5.4.2.- Comentarios.

La resistencia obtenida por pruebas triaxiales, como todos los ensayos, tiene ciertos aspectos que hay que cuidar, unos para calibrarlos y otros para ponderarlos a la hora de utilizar los resultados. Estos pueden ser algunos de ellos:

- Debe calibrarse la fricción émbolo-junta del mecanismo de aplicación de carga axial.
- Debe saberse que en los extremos del espécimen existen restricciones impuestas por la fricción platina-suelo lo que se traduce en distribución no homogénea de esfuerzos, distorsiones y cambios en la presión de poro.

- El cálculo no deja de ser una aproximación pues a medida que se aplican esfuerzos desviadores la probeta va cambiando de forma, pero como durante la prueba no se pueden medir los cambios de diámetro se recurre a ir corrigiendo el área mediante expresiones tales como la siguiente:

$$\left\{ A_{\text{corregida}} = \frac{A_{\text{SUP}} + 2A_{\text{CENTRO}} + A_{\text{INF}}}{4} \right\}_{(10)}$$

donde A_{sup} , A_{centro} y A_{inf} son las áreas superior, central e inferior de la probeta al inicio del ensayo.

- La presión de poro no es constante en toda la muestra y además emigra durante el ensayo.
- La anisotropía de la muestra influye mucho en las condiciones de esfuerzo y de falla del material.
- En los ensayos de laboratorio, es un verdadero problema las perturbaciones que se producen en las muestras por el muestreo o las expansiones que sufren al sacarlas o al almacenarlas. O bien al reconsolidarla en laboratorio a los esfuerzos in situ (si se conocieran con precisión). Es por demás casi imposible reproducir los esfuerzos "in situ" ni la relación de vacíos. Este efecto hace que se sobreestime la resistencia; de tal forma que según algunos autores la resistencia no drenada es del 40 al 97% de la consolidada - no drenada (Ladd-Lambe, 1963-Ref. No. 10).

Existe por otra parte una limitación fundamental del aparato triaxial, ésta es que no puede estudiarse la resistencia residual de suelos, tan útil en problemas de estabilidad.

5.5.- Anillos de Corte por Torsión.

Sobre esta prueba haremos solo algunos breves comentarios; pueden encontrarse detalles más precisos en bibliografía más especializada al respecto (ver artículos de M. J. Hvorslev, 1937).

Esta prueba como la de corte directo tiene los siguientes inconvenientes:

- No elimina la concentración de esfuerzos en la unión de los anillos.
- No elimina la fuga de agua entre anillos.

- La fricción en las paredes laterales induce esfuerzos parásitos que afectan los valores de resistencia (para deformaciones pequeñas, no así para las grandes), llegando a valores de $K_0 = 0.67$ (Ref. No. 13) y aumentando con el grado de preconsolidación (en arcillas preconsolidadas).
- Produce cambios de forma en la probeta (en el diámetro) durante la prueba que son muy difíciles de medir y que son de influencia determinante en la resistencia al esfuerzo torsional de corte.
- El tipo de falla en la muestra es más bien generalizada (en arcillas normalmente consolidadas al cortante máximo es del 0 al 3% mayor que la resistencia promedio (dependiendo del perfil de la curva esfuerzo-deformación)) Esta teoría no considera la concentración de esfuerzos en la unión del anillo superior e inferior ni en el contacto ranuras de sujeción-suelo.

Pruebas realizadas por Juul Hvorslev indican que las pruebas de anillo y corte directo concuerdan muy bien para suelos normalmente consolidados, no así para los preconsolidados que difieren en un 8 a 10% de menos en las pruebas de anillo.

Parece ser que la fisuración afecta más a la resistencia a la torsión que a la de corte directo, pues en esta última las fisuras tienden a cerrarse aumentando la resistencia.

5.6.- Comentarios Generales a las Pruebas de Laboratorio.-

- Debe tenerse mucho cuidado cuando se apliquen criterios de elasticidad al obtener parámetros relativos a la descarga de arcillas preconsolidadas, pues cuando se disminuyen los esfuerzos cortantes la relación de vacíos no se recupera a igual velocidad que cuando se reducía al cargarse. Así mismo debe tenerse en cuenta que cuando se aplican esfuerzos cortantes la relación de vacíos en arcillas normalmente consolidadas disminuye pero en las fuertemente preconsolidadas aumenta.
- Al estudiar la resistencia residual de un suelo debe recordarse que las deformaciones plásticas dependen mucho de las condiciones de esfuerzo y del tipo de arcilla y que pueden:

- detenerse al final del experimento
- continuar por un período indefinido de tiempo a velocidad decreciente.
- obtenerse una moderada velocidad constante, la cual puede incrementarse al final.

Por lo que se deben aplicar teorías de plasticidad y reológicas teniendo en cuenta las características especiales de cambio volumétrico y propiedades tixotrópicas de las arcillas (Geuze, Than y Schiffman). Debiendo separarse en las observaciones los factores que afectan la deformación plástica de arcillas.

- Así mismo no debe olvidarse que después de generada la presión de poro primaria (), un cambio sostenido en los esfuerzos produce una presión de poro adicional o secundaria que se incrementa con el tiempo; fenómeno que se relaciona con las propiedades reológicas de la arcilla.

Según Skempton
$$\left\{ \Delta u = B_f (\Delta \sigma_3 + A_f (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \right\}_{(19)}$$

donde "Af" y "Bf" se obtienen de pruebas representativas y en arcillas saturadas ($B_f = 1$)_(19-a) y "Af" depende de:

- condiciones de esfuerzo al inicio de la prueba.
- el valor de σ_2 en la falla.
- la historia de esfuerzos del suelo.

6.- METODOS PARA LA OBTENCION DE LA RESISTENCIA NO DRENADA IN SITU.

Debido a las limitaciones con que nos encontramos para obtener valores representativos de la resistencia por procedimientos de laboratorio nos avocamos a la medición de la resistencia in situ, mediante pruebas directas e indirectas que nos arrojen resultados que nos permitan comparar con los obtenidos en el laboratorio para poder establecer un criterio de resistencia adecuado.

Como las pruebas in situ requieren del uso de un equipo que ha de ser transportado y que en general debe ser operado por un personal que en términos generales tiene una supervisión menos estricta que el de laboratorio,

nos permitimos sugerir, antes de entrar en materia, una serie de propiedades que debía exigirseles a estos aparatos:

- a).- Que sean portátiles.
- b).- Que se puedan adaptar fácilmente a los cambios del terreno.
- c).- Que sea de operación simple y económica.
- d).- Que sea capaz de reproducir repetitivamente resultados.
- e).- Que los ensayos ejecutados con ellos sean compatibles con el método de diseño y la teoría correspondiente.

6.1.-Ensayo de Penetración Estandar.

Este ensayo regulado por la especificación ASTM 1586 se usa indistintamente en la exploración de arcillas y arenas; nosotros nos referiremos aquí solamente lo que se refiere a arcillas saturadas.

Como prueba indirecta de la resistencia no drenada, podemos decir que arroja una amplia dispersión en los resultados (ver fig. No. 7-anexo, extraída de la Ref. No. 17), por lo que generalmente debe tomarse como una estimación preliminar, sujeta a las limitaciones que veremos más adelante.

Una cosa está bastante clara en cuanto a esta prueba y es que el valor de "N" (número de golpes para penetrar el toma-muestras) varía con la presión confinante, o mejor dicho con los esfuerzos efectivos (al menos para arcillas normalmente consolidadas), por lo que conviene siempre tener en cuenta que hay circunstancias que inducen esfuerzos horizontales altos y otras que los inducen bajos. Por ejemplo:

- Efectos que inducen esfuerzos horizontales altos:
 - Sobreconsolidación.
 - Trabajos de compactación.
 - Acción de arqueo en suelos.
- Efectos que inducen esfuerzos de consolidación bajos:
 - Excavaciones próximas al lugar.
 - Presiones de infiltración.
 - Presencia de material más suelto.
 - Erosión próxima al lugar.

Hay un aspecto que todavía no queda del todo claro en esta prueba y éste es el efecto que produce la sobreconsolidación, pues "N" es sordo a este efecto, es decir que no aumenta con la sobreconsolidación (De Mello 1971, Schmertmann 1967).

Existen otros factores que también influyen en el valor de "N" según se trate de arcillas normalmente consolidadas o preconsolidadas. Así vemos que:

- La fricción lateral suelo-muestreador afecta mucho los valores de "N".
- Si la sensibilidad aumenta se reduce "N" (y por ende la resistencia no drenada = S_u), debido a la presión de poro positiva generada al hincar el muestreador.
- Así mismo pueden aumentar los valores de "N" la posible presión de poro negativa que se puede producir en arcillas fuertemente preconsolidadas.

Pero el problema fundamental es que no se conoce la presión de poro generada durante la prueba, lo que hace más difícil la interpretación de "N".

Además de estos problemas de ignorancia de ciertos aspectos de la prueba se suman otros de índole operativo como son la falta de control de los operadores en la altura de caída del martinete, enrolle y ajuste del cable de manila en el malacate, etc..

Por ejemplo Schmertmann (1971) correlacionando valores de penetración estándar y de penetración de cono estático, asumiendo que la resistencia de punta del muestreador, durante el hincado, es proporcional a la capacidad de punta del cono y que la resistencia que opone el suelo dentro y fuera del muestreador es proporcional a la fricción lateral en el cono. Con estas hipótesis concluyó que en arcillas la contribución de la fricción lateral es del orden del 80%. En arcillas sensitivas la fricción lateral es muy grande y "N" se ve muy afectado; aunque de hecho el remoldeo lateral que causa el muestreador baja mucho el valor de "N". (Ver Ref. No. 17) (Ver tabla No. 2- anexo).

Como estos aspectos aún se desconoce su efecto sobre "N" y que por otra parte conducen a errores de apreciación cuando se comparan resulta-

dos con correlaciones establecidas, en las cuales posiblemente existían condiciones muy diferentes de esfuerzos horizontales.

6.2.- Método de Penetración Estática (Cono Estático)

En realidad, la prueba de penetración estática se reduce a hincar en el suelo un cono por medio de barras, en general verticalmente, midiendo la fuerza requerida para el hincado de acuerdo al avance e interpretando dichas fuerzas en términos de capacidad de carga de pilotes, densidad del suelo, resistencia al corte, etc.

Para usarse en los diferentes tipos de suelo se han usado diferentes tipos de pruebas (ver tabla No. 3- anexo).

De todos estos ensayos, los más usados son el quasi-estático y el dinámico y en especial el primero, porque arroja resultados de utilidad en el diseño como lo es la resistencia al corte "in situ".

La prueba dinámica presenta problemas de interpretación tal como la contribución de la resistencia al corte lateral (fricción) por efecto del golpe.

6.2.1.- Métodos Convencionales para Estimar la Resistencia.

En esta prueba se distinguen dos componentes de resistencia a lo largo del experimento, una la llamada capacidad soporte del cono (q_c) que es la resistencia a la penetración de la punta y otra la fricción lateral (f_s) que se genera entre la camisa o funda del dispositivo y el suelo.

En su avance el cono va abriendo en el suelo una cavidad cilíndrica, la cual hace pensar en la necesidad de usar criterios de expansión de cavidades para evaluar la resistencia al corte, pero realmente el estado del arte de este procedimiento denota que se basa más en correlaciones empíricas.

Al tratar el caso de arcillas, se tiene una expresión para evaluar la resistencia al corte no drenada (S_u), usando el valor del coeficiente o factor de capacidad de carga para una cimentación circular profunda en suelo cohesivo (N_c); donde este número varía al cambiar el método de penetra-

ción, la velocidad de penetración, el coeficiente de tierra en reposo efectivo (K_0), con la rigidez del suelo, etc.

Sobre estas bases, se ha dado la siguiente expresión para calcular la resistencia no drenada:

$$\left\{ S_u = \frac{q_c - \gamma z}{N_c} \right\}_{(20)} \quad \gamma z = \text{sobrecarga del suelo circundante a la profundidad que se mide "qc".}$$

Segun Amar-Al (1975) $5 \leq N_c \leq 70$

Es costumbre usar un valor único de N_c para todos los suelos y todos los tipos de cono, lo cual a nuestro criterio representa una simplificación muy gruesa que induce serios errores. Creemos que lo más conveniente sea establecer correlaciones propias con los diferentes tipos de arcilla a tratar y el cono a usar, así como resultados de resistencia de compresión no confinada sobre muestras inalteradas de arcillas con características semejantes y del mismo origen geológico a las tratadas.

Hay autores que usan el valor de la adhesión camisa-suelo = f_s como el valor mínimo de " S_u "; no sabemos que tan correcto sea.

En términos generales, se ha usado el cono con bastante éxito en la estimación de capacidad soporte lateral de pilotes (en arcillas, arenas muy finas y suelos mixtos) mediante la expresión:

$$\left\{ Q_s = K_{s,c} \left[\sum_{l=0}^{8B} \left(\frac{l}{8B} \right) f_s A'_s + \sum_{8B}^L f_s A'_s \right] \right\}_{(21)}$$

donde el término

$$\left\{ \sum_{l=0}^{8B} \left(\frac{l}{8B} \right) f_s A'_s \right\}_{(21-a)}$$

es la corrección a la resistencia, por profundidad de hincado entre cero y $8B$ desde la superficie.

Q_s = resistencia lateral de la adhesión (o fricción) última

$K_{s,c}$ = factor de corrección (s=arenas, c=arcillas)

l = profundidad a que se considera f_s

B = ancho o diámetro del pilote

f_s = resistencia local unitaria camisa-suelo

A'_s = área lateral de contacto, para la profundidad a que se evalúa f_s

L = longitud total embebida del pilote

Otra forma de calcular la S_u de este método es la siguiente:

Si llamamos a R_t = fuerza necesaria para hincar el cono y la funda

Q_c = fuerza necesaria para hincar el cono

F_s = adhesión (o fricción) lateral local en la funda -
deslizante

A_L = área lateral de la funda

A_c = área transversal del cono

$$\left\{ F_s = R_t - Q_c \right\}_{(22)}$$

por tanto: $\left\{ f_s = \frac{F_s}{A_L} \right\}_{(22-a)}$

y también: $\left\{ q_c = \frac{Q_c}{A_c} \right\}_{(22-b)}$

con lo que quedaría: $\left\{ S_u = q_c + f_s \right\}$

(las expresiones (22-a), (22-b) están referidas a las figs. 8 y 9 del anexo, así como una representación gráfica de una prueba de penetración estática).

6.2.1.1.- Efectos de la presión de poro.

Aquí como en el método de la penetración estándar las presiones de poro positivas (en arcillas normalmente consolidadas) y las negativas (en las arcillas preconsolidadas) afectan los valores de penetración, en términos de "qc" y "fs" pero como en aquel, tampoco en este procedimiento su interpretación está del todo clara.

Hasta ahora la mejor manera para evaluar los efectos de la presión de poro en "qc" y "fs" consiste en observar el efecto del cambio de velocidad en la penetración. De hecho se pueden usar velocidades decrecientes de penetración hasta que no se observen cambios importantes en "qc" (para obtener la resistencia al corte drenada) o bien en nuestro caso aumentar dicha velocidad hasta que "qc" no varíe significativamente y asumir que así se obtiene la resistencia no drenada.

6.2.1.2.- Teorías del comportamiento de la prueba de penetración estática.

Actualmente existen dos corrientes de investigación para obtener valores de resistencia al corte de suelos a partir de pruebas de penetración -quasi-estática con conos; una que parte de criterios de teorías de capacidad de carga (Janbu, 1974) y otra que sigue los criterios de expansión de cavernas (Vésic, Layandi, etc.) la cual según algunos autores es la más --versátil pues permite analizar o incluir efectos de compresibilidad y presión de poro.

6.2.2.- Comentarios.

- También el método de penetración estática con cono presenta los mismos problemas que la penetración estándar, en lo que se refiere a que no se para los efectos de arqueo, preconsolidación y aumento de la densidad del suelo. Para estudiar estos efectos y para la calibración de los conos se han construido cámaras triaxiales de gran tamaño actualmente en uso pero cuyos resultados desconocemos.
- La funcionalidad de este dispositivo se ve afectada por la contaminación del cono con el suelo, por lo que conviene que aquél tenga una forma geométrica que minimice este problema.
- No obstante los problemas antes comentados sobre los efectos de la presión de poro, creemos que el cono por la repetibilidad de sus resultados y su sensibilidad para detectar formaciones de diferentes rigideces y la rapidez con que se realizan las pruebas, resulta bien práctico.

6.3.- Prueba de Corte con la Veleta de Campo.

Este dispositivo diseñado por Olson (en Suecia) y modificado posteriormente por Cadling y Odenstad, nos da valores de la resistencia al corte no drenada "in situ" de una manera económica y con relativa poca perturbación del suelo, con relación al muestreo y ensayos de laboratorio.

Con este procedimiento se obtienen básicamente dos tipos de resistencia, la pico y la residual, pues permite seguir induciendo deformaciones al suelo luego de éste haber fallado. (Antes de realizarse la prueba deben determinarse las correcciones por fricción del equipo (en vacío) y penetración).

6.3.1.- Análisis.

En general, la resistencia no drenada con este procedimiento puede evaluarse mediante la expresión:

$$\left\{ S_{ur} = \frac{2T}{\pi D^3 \left(\frac{H}{D} + \frac{Q}{2} \right)} \right\} \quad (23)$$

donde:

D= diámetro de la veleta (ver figs. No. 10 y 11- anexo)

H= altura de la veleta

a= factor que depende de la distribución de esfuerzo cortante asumida arriba y abajo del cilindro de falla generado.

$a = \frac{2}{3}$ si la distribución es uniforme

$a = \frac{3}{5}$ si la distribución es parabólica

$a = \frac{1}{2}$ si la distribución es triangular

T= par máximo aplicado para girar la veleta a la resistencia no drenada - "Su_v".

Este cálculo de la resistencia no drenada debe cumplir con las siguientes condiciones que son las hipótesis sobre las cuales se basa este método:

- a).- El suelo no está drenado (no se produce consolidación mientras se instala el aparato).
- b).- No se perturba el suelo con el sondaje ni la instalación de la veleta.
- c).- La zona remodelada alrededor de la veleta es muy pequeña.
- d).- No hay falla progresiva. El torsor máximo aplicado moviliza a la vez toda la resistencia al corte en toda la superficie cilíndrica de falla de diámetro D y altura H.
- e).- Existen condiciones de resistencia isotrópica en el interior de la masa de suelo.

Existen otras expresiones para evaluar la resistencia al corte no drenada, de acuerdo a Cadling-Odenstad:

$$\left\{ S_{uv} = \frac{6}{7} \frac{T}{\pi D^3} \right\}_{(24)} \quad (\text{para } \frac{H}{D} = 2.0)_{(24.a)}$$

según Flaate: $\left\{ S_{uv} = \frac{8}{9} \frac{T}{\pi D^3} \right\}_{(24-b)}$

pero debe hacerse la salvedad de que Flaate asume que la resistencia al corte del cilindro cortado en sus extremos se moviliza proporcionalmente a la deformación.

6.3.2.- Comentarios.

Hay dos aspectos muy importantes que deben mencionarse aquí y són:

- La relación que debe haber entre el área de la sección de la veleta y la del cilindro de suelo cortado, pues cuanto menor sea ésta, menor será la perturbación que se provoque en el suelo.

Según Poplin-Arman-Ahmad, (Ref. No. 1) se recomienda que:

$$\left\{ 10\% < \frac{\text{veleta}}{\text{cilindro}} < 25\% \right\}_{(25)}$$

- la relación entre la altura y el diámetro de la veleta ($\frac{H}{D}$) es muy importante pues dependiendo de su valor puede arrojar mayor o menor dispersión en los resultados. Según Cadling-Odenstad la relación óptima es:

$$\left\{ \frac{H}{D} = 2.0 \right\}_{(25-b)}$$

Relación para la cual, según ellos, el diámetro de la veleta no afecta los resultados (Flaate también comparte este criterio). Pero según Skempton, manteniendo la relación $\frac{h}{d}$ constante y aumentando el diámetro un 5%, la resistencia no drenada se reduce en un 16%.

Una cosa si parece cierta luego de consultar varias referencias y es que las veletas de diámetros pequeños arrojan mayor dispersión que las de diámetro grande, quizás debido a que las primeras dan valores más locales que las segundas y además por razones de tamaño produce concentraciones de esfuerzos que dependiendo de las heterogeneidades del terreno puedan producirse con más facilidad fallas locales.

Por otra parte podemos decir que la resistencia no drenada obtenida con veleta (Suv) depende de:

- a).- Velocidad de penetración.
- b).- Acción progresiva de corte.
- c).- Espesor de la navaja de corte.
- d).- Anisotropía de esfuerzos.
- e).- Efectos de la presión de poro.

Los aspectos a) y b) han sido investigados por la Universidad Labal, comprobando que cuando los resultados de "Suv" se usaban en problemas de

estabilidad arrojaban factores de seguridad muy altos, por lo que se requería usar factores de corrección para "Suv".

Según experiencias de La Rochelle-Al(1973) en arcillas del lago Champlain(Ottawa, Canadá) cuando cambiaban el espesor de las navajas de corte, variaba significativamente el valor de "Suv".

El aspecto anisotropía de esfuerzos es un factor determinante en las pruebas de veleta que si bien es cierto que en la etapa de investigación puede deberse solo a los esfuerzos efectivos en el terreno, a la hora de construir también se induce anisotropía en los esfuerzos efectivos. Para el primer caso existen correcciones sugeridas por Schmertmann para la resistencia no drenada (si es que se conocen las condiciones de esfuerzos efectivos del lugar), lo cual raramente sucede.

Sobre los efectos de la presión de poro hemos de agregar a lo antes dicho, el caso concreto de las investigaciones de G. Aas (1975) sobre arcillas Noruegas, en las cuales Suv puede variar en $\pm 50\%$ cuando se comparan las obtenidas de pruebas realizadas a los pocos minutos de introducida la veleta y aquellas en que una vez introducida ésta se permitió la disipación de la presión de poro durante 24 horas, ambas pruebas efectuadas a la misma velocidad de giro (la ordinaria). Esto nos lleva a pensar en una posible prueba del tipo CU de veleta, pero esto según algunos investigadores produce más dudas que respuestas.

6.4.- Pruebas de Presurómetro.

Este método intenta obtener la resistencia del suelo en condiciones no drenadas, así como la relación esfuerzo-deformación con la limitación de que solamente puede hacerlo en la dirección perpendicular al eje del dispositivo de medición.

El dispositivo opera mediante unas membranas que empujan contra el suelo a lo largo y ancho de una caverna cilíndrica expandiéndola.

6.4.1.- Análisis.

La solución matemática de expansión de una caverna expandiéndose radialmente a lo largo de un eje existe en condiciones elásticas y elasto-plásticas (caso de deformación plana).

Existe una expresión matemática obtenida casi simultáneamente en lugares diferentes, por Layandí, Palmer y Baquelin-Al en 1972 para obtener la resistencia al corte no drenada de una arcilla saturada que básicamente - puede escribirse así: $\left\{ \bar{\sigma}_{up} = E_o \frac{d(p-p_o)}{dE_o} (1+\epsilon_o) \left(1 + \frac{\epsilon_o}{2}\right) \right\}_{(26)}$

que para deformaciones pequeñas queda:

siendo $\left\{ \bar{\sigma}_{up} = E_o \frac{d(p-p_o)}{dE_o} \right\}_{(26-a)}$

$\left\{ \epsilon_o = \frac{\Delta \alpha}{\alpha_o} \right\}_{(26-b)}$

E_o = deformación radial medida en la prueba.

$\bar{\sigma}_{up}$ = resistencia al corte no drenada obtenida con el presurómetro.

p_o = esfuerzos horizontales en el terreno.

α_o = radio de la caverna cilíndrica.

Esta solución es aplicable solo a suelos no comprensibles y no dilatantes, con relación de Poisson igual a un medio ($\nu = 0.5$) y se asume que $\theta = 0$ (Ref. No. 17).

Para obtener las propiedades esfuerzo-deformación de este ensayo, lo que se hace es convertir las deformaciones radiales de expansión, obtenidas con presurómetro en arcillas saturadas, no drenadas en una deformación axial equivalente (de compresión), produciendo una curva de esfuerzo-deformación equivalente a la triaxial.

La deformación se calcularía así: $\left\{ \epsilon_1 = \frac{\Delta v}{\sqrt{3} (v_o + \Delta v)} \right\}_{(27)}$

y el esfuerzo así $\left\{ \sigma = \frac{\sqrt{3} \cdot \Delta(p-p_o)}{l_u \left[\frac{\Delta v}{v_o + \Delta v} \right]} \right\}_{(27-a)}$ (ver Graf. 12-anexo).

En las expresiones anteriores,

Δv = cambio volumétrico medido

v_o = volumen inicial

ϵ_1 = deformación axial equivalente (en compresión triaxial)

σ = esfuerzo normal equivalente

6.4.2. Comentarios.

- Debe hacerse notar que en las expresiones (26, 26-a, 26-b, 27 y 27-b) conviene medir con mucha precisión las variables E_0 , P_0 , p y Δv para no inducir errores significativos en los resultados.
- Este ensayo adolece de falta de información sobre la disipación de la presión de poro, por lo que a menudo no se sabe qué velocidad de expansión usar para obtener la resistencia no drenada, recurriéndose a dar incrementos de presión hasta alcanzar que ésta se mantenga constante durante un cierto período de tiempo.

¿Cuánto tiempo?. Esto es difícil de definir pues a medida que se incrementa la presión sobre el suelo, éste aumenta su velocidad de flujo (fluencia) y también la magnitud de cambio volumétrico.

- Aparte de los problemas operativos del presurómetro al inicio de la prueba y próximo a la presión límite (deformaciones diferenciales en el suelo), vemos que presenta también el problema de la alteración del suelo al practicar la caverna donde se ha de alojar el dispositivo (por ejemplo cuando se usa cuchara Auger sobre suelos blandos o bien el helicoides con pistón muestreador en arcillas sensitivas).

Existen en el mercado equipos de perforación que altera poco el suelo, inclusive existe un presurómetro auto-excavador que se usa en Estados Unidos que resulta muy adecuado, aunque su manejo es costoso y requiere personal altamente calificado.

7.- COMENTARIOS GENERALES SOBRE ASPECTOS FUNDAMENTALES.

- Una relación resistencia no drenada - contenido de humedad única.

Hay diferentes investigadores que han procurado obtener una relación $S_u - W\%$ única para todas las pruebas de laboratorio, pero se han tropezado con inconvenientes debido a dos aspectos de especial importancia, éstos son:

- Que la estructura del suelo puede ser significativamente anisotrópica con respecto a los parámetros de corte, en término de esfuerzos efectivos, debido a la orientación y segregación de las partículas durante la deposición y también por la orientación alcanzada en su historia subsecuente.

- El grado de movilización de los parámetros de corte (c' y ϕ') y las diferentes resistencias pico varían con la orientación de los esfuerzos principales y deformaciones en la falla.

- Diferencia entre parámetros de corte medidos en laboratorio y en campo para arcillas preconsolidadas.

Los parámetros de resistencia al corte calculados a partir de pruebas de campo o sucesos reales (deslizamientos, con medidas de la presión de poro) difieren en la resistencia pico de los medidos en laboratorio, para el caso de arcillas preconsolidadas y otras de baja plasticidad debido a los siguientes factores:

- a).- El tamaño y orientación de las muestras influyen en los parámetros de resistencia al corte en el laboratorio.
- b).- En suelos frágiles o con características de relajación en el perfil esfuerzo-deformación se sabe que en el campo la falla es progresiva (o sea que la resistencia pico no se moviliza simultáneamente en toda la superficie de falla) y que el remanente de energía almacenada en la reducción de esfuerzos bajo condiciones drenadas en arcillas con marcadas características de expansión, son de especial importancia en este caso.
- c).- Los valores pico de los parámetros de resistencia al corte -- drenada son sustancialmente dependientes del tiempo en arcillas fuertemente preconsolidadas.



DEPEFI

- Propiedades que influyen en el esfuerzo cortante:

Las fuerzas en el sistema agua-arcilla disminuyen rápidamente con la distancia entre partículas. La distancia mínima es preponderante, más que la distancia promedio. Por tanto la fuerza resultante intrínseca entre partículas es función de:

- la relación de vacíos
- el arreglo estructural de partículas

De ahí que variaciones iniciales en la estructura pueden tener considerable influencia en las características de deformación y presión de poro, pero poca influencia en las condiciones de falla expresada en términos de esfuerzos efectivos, probablemente porque las deforma-

ciones tienden a producir estructuras similares en la falla.

- Esfuerzo cortante después de la falla:

La permanente disminución de la resistencia después de la falla - se debe a un aumento de la relación de vacíos (e) o cambios en la estructura de la arcilla. Generalmente la mayor parte de esta disminución se debe a un incremento provisional de "U" (p. de poro) en arcillas remoldeadas.

Así mismo puede haber ganancia de resistencia por cambios tixotrópicos en la resistencia, en cuyo caso crece con el tiempo al cesar la deformación. La magnitud de esta recuperación dependerá de cuán grande haya sido la velocidad de deformación antes y después de la falla.

- Inclinación de los planos de falla:

La anisotropía e irregularidades menores tienen una apreciable influencia en la inclinación de los planos de falla y existe una considerable dispersión en los resultados.

- Fuentes de error y variaciones sistemáticas:

En el proceso de muestreo, prueba y estudios de suelos se cometen errores a veces de procedimiento a veces de concepción. A continuación nombramos algunos que se han de tener en consideración.

- En las probetas ensayadas o en los suelos in situ al ensayarlas existe una distribución no uniforme de cambios de esfuerzos, deformaciones y presiones de poro.
- No se aplican, a veces, revisiones ni comparaciones críticas de definiciones del estado de falla y sus correspondientes esfuerzos y deformaciones conforme a la prueba que se esté haciendo y se toman valores de resistencia que a veces andan muy lejos de la realidad del ensayo.
- El muestreo provoca distorsiones a las muestras que afectan -- pruebas de laboratorio. Según Ladd - Lambe (Ref. No. 10) en arcillas normalmente consolidadas las muestras extraídas de su habi-

tat natural quedan sometidas a unos esfuerzos que varían entre el 35% y el 80%, con un muestreo cuidadoso.

8.- CORRELACIONES.

Los valores de correlaciones que se darán en el desarrollo de este inciso han sido extraídas directamente o bien han sido interpoladas por el autor. Se presentan aquellas para las cuales se han obtenido datos de una fuente confiable o gráficas o bien análisis teórico.

Se dan valores de correlación entre pruebas a nivel informativo y no con precisión (se usarán números con apenas dos cifras decimales) pues sólo se desea establecer proporciones entre ellas.

Comenzaremos por aquellas que tengan relación con el ensayo de corte directo.

Antes definamos términos, llamaremos

Sucd = resistencia no drenada obtenida con el ensayo de corte directo.

Suc = C = $\frac{Q_u}{2}$ = resistencia no drenada obtenida con la prueba de compresión no confinada.

Su_{c,e} = idem para pruebas triaxiales (c = compresión, e = extensión).

Suvc = idem para el ensayo de corte con veleta de campo.

Su_{pe} = idem para la prueba de penetración estática

Su_{at} = idem para la prueba de anillo de torsión.

Sup = idem para la prueba de presurómetro.

Su_{vl} = idem para la prueba de veleta de laboratorio.

Sups = idem para la prueba de penetración estándar.

Valores observados de correlación:

$$\left\{ \text{Sucd} = 1.15 (\text{Suc}) \right\} \quad (28-1)$$

$$\left\{ \text{Su}_{cd} = 0.55 (\text{Su}_{tc}) \right\} \quad (28-2)$$

Habiéndose realizado los ensayos de corte directo con corte horizontal (en muestras grandes) y las triaxiales con eje vertical, según el eje del sondeo.

$$\left\{ \begin{array}{l} Su_{cd} \approx Su_{at} \end{array} \right\} (28-3) \quad (\text{para arcillas normalmente consolidadas})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Su_{at} \approx 0.92 Su_{cd} \quad \delta \quad Su_{at} \approx 0.9 Su_{cd} \end{array} \right\} (28-4) \quad (\text{para arcillas preconsolidadas})$$

Seguiremos con triaxiales:

$$\left\{ \begin{array}{l} Su_{tc} > Su_{te} \end{array} \right\} (28-5) \quad (\text{ver deducción en el inciso 5.4.1.1, expresiones (16-d y 16-e) de este trabajo), cuando se trata de arcillas normalmente consolidadas.}$$

Para las arcillas preconsolidadas no se obtuvo ninguna relación entre "Su_{tc}" y "Su_{te}" por las razones que se explican en el párrafo que sigue a la expresión (17-f).

$$\left\{ \begin{array}{l} Suc = 0.83 Su_{tc} \end{array} \right\} (28-6) \quad \text{Según tabla VII-1-Ref. No. 8 (ver anexo tabla No.4)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Su_{tc} = 0.80 Su_{vc} \end{array} \right\} (28-7) \quad \text{Idem. (*)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Su_{tc} = Suc = Suvl \end{array} \right\} (28-8) \quad \text{para una relación } \frac{H}{D} = 1.0 \text{ de la veleta de laboratorio.}$$

A continuación nos referiremos a las de veleta de campo:

$$\left. \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} Suvc = 1.25 Su_{tc} \end{array} \right\} (28-9) \quad (\text{Coincide con 28-6}) \\ \left\{ \begin{array}{l} Suvc = 2.00 Suc \end{array} \right\} (28-10) \\ \left\{ \begin{array}{l} Suvc = 1.52 Suc \end{array} \right\} \quad \text{Según referencia No. 8.} \\ (28-11) \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Sacadas de Fig. 13} \\ (\text{del anexo}) \end{array}$$

(*) NOTA: A propósito de las correlaciones interpoladas de la tabla No. 4 del anexo en que intervenga el término "Suvc" debe tenerse en cuenta que los mismos autores aclaran que las profundidades a que se realizaron las pruebas de veleta no coinciden con la de las otras pruebas y el suelo es muy errático según lo evidencian los valores de $\frac{q_u}{2}$ de la tabla. Aparte de esto las correlaciones se establecen en base a pruebas en un solo tipo, de suelo de un lugar. Debería enriquecerse con datos de pruebas en lugares cercanos, de suelos con las mismas características.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Suvc} = 0.67 \text{ Sup} \\ \text{Suvc} = 0.5 \text{ Supe} \end{array} \right\} \begin{array}{l} (28-12) \\ (28-13) \end{array} \quad (\text{ver Fig. No. 14-anexo}).$$

Posibles causas de diferencia entre resultados:

- a).- Veleta-Triaxiales: Se pueden deber a la diferencia en los tipos de suelo que se ensayan y a las condiciones ambientales en que se realiza cada prueba, así como la alteración que se produce en las probetas de laboratorio y al efecto de consolidación al introducir la veleta en el suelo.
- b).- Corte directo - comp. no confinada: puede deberse el que $Suc < Sucd$ a que en la primera prueba los esfuerzos de confinamiento son mayores y por tanto la resistencia aumenta.
- c).- Triaxiales de Compresión - Corte directo: Debido posiblemente a que cuando realizamos la prueba de corte directo colocamos los planos de estratificación paralelos a la superficie de falla obligada. Estos planos son además de superficies potenciales de falla, en el ensayo casi superficies obligadas. Además, sucede lo mismo que (b) pero aquí los esfuerzos de confinamiento más altos -- (en la falla) suelen ser los de la triaxial.
- d).- Triaxiales de compresión - triaxiales de extensión: Puede atribuirse a que la fricción entre partículas es mayor (aparte de la contribución de la presión de poro positiva) en las
- e).- Triaxiales (Com.) - Compresión no confinada: Idem. que (b).

Ahora basándonos en las expresiones (28-1 al 28-13) resultantes de criterios experimentales, podríamos rejugar matemáticamente con ellas y sacar nuevas correlaciones que por supuesto no dejan de ser simples algoritmos hasta que la experimentación no evidencie lo contrario.

Si en la expresión (28-9) sustituimos el valor de " Su_{tc} " despejado - de la (28-2) resulta que:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{uvc} = \frac{1.25}{0.55} \quad S_{ucd} = 2.28 \quad S_{ucd} \end{array} \right\} \quad \left\{ S_{uvc} = 2.28 \quad S_{ucd} \right\} \quad (28-14)$$

Si sustituimos la expresión (28-1) en la (28-14), resulta:

$$S_{uvc} = 2.28 (1.15 \quad S_{uc}) = 2.62 \quad S_{uc} \quad \left\{ S_{uvc} = 2.62 \quad S_{uc} \right\} \quad (28-15)$$

en el promedio de la expresión (28-4) sustituiremos la (28-14)

$$S_{u_{at}} = \frac{0.92}{2.28} (S_{uvc}) \quad \left\{ S_{uvc} = 2.48 \quad S_{u_{at}} \right\} \quad (28-16)$$

y como estas otras más.

9.- CONCLUSIONES.

- Los criterios de falla expresados en términos de esfuerzos totales generalmente adolecen del problema de que los parámetros de corte están sujetos a amplias variaciones con relación a aquellos apegados a la simulación de esfuerzos, historia de esfuerzos, condiciones de drenaje y tiempo en la estructura prototipo. Por tanto recomendamos no establecerse ningún criterio de falla en base a esfuerzos totales, para fines prácticos.
- Generalmente los criterios de falla resultan complicados y difíciles de aplicar en la práctica debido a que a veces no están muy bien comprendidos. Una mejor comprensión de criterios y teorías de falla sería de mucha utilidad a la hora de explicar y corregir las deficiencias de los métodos corrientemente usados en la práctica, así como en el desarrollo de otros métodos y en la estimación de ajustes para las diferencias entre condiciones de esfuerzo del sitio y las de las probetas ensayadas. También en la estipulación de límites de aplicabilidad de éstas a las pruebas. Por lo que recomendamos aclarar y simplificar lo más posible los aspectos de criterios de falla, teorías para la deformación y presiones de poro de arcillas.
- La determinación de la curva esfuerzo-deformación después de la falla es muy difícil de obtener, pues por las grandes deformaciones que se

necesitan la precisión en la medición se va perdiendo a medida que éstas aumentan, por lo que se recomienda que se haga con aparatos aptos para ello y que provean una repetitividad de resultados adecuada (en las pruebas citadas en este trabajo solo veleta y presurómetro).

- Los métodos de campo de diseño con resistencias no drenadas se basan más bien en procedimientos empíricos (debido al desconocimiento de varios aspectos) lo cual obliga a aplicar factores de corrección que más bien son de ignorancia.

Así vemos que la penetración estándar y la penetración dinámica (de cono) presentan controles muy pobres y el entenderlas bien dista mucho de la realidad (con el estado actual de conocimientos).

La veleta arroja valores de resistencia que no resultan seguros con los métodos actuales de diseño con resistencia no drenada.

El procedimiento del cono quasi-estático es el que al parecer está mejor entendido, no obstante que todavía quedan dudas sobre cual es el mejor camino para entenderlo perfectamente.

El presurómetro es quizás el dispositivo que provea informaciones más precisas de las condiciones de esfuerzo, aunque quizás no así de las relaciones esfuerzo-deformación; siempre y cuando la prueba se realice con medición de la presión de poro.

Así es que en estos casos recomendamos que no obstante desconocerse ciertos aspectos, conviene siempre que se pueda realizar las pruebas con medición de la presión de poro, a todo lo largo del proceso.

Por tanto y como conclusión final diremos que la resistencia de algunos suelos no puede ser investigada solamente en el laboratorio. La investigación a escala real de fallas y la realización de pruebas de campo (en tamaño adecuado y en número suficiente para que sean representativas) debe llevarse a cabo. Deben establecerse relaciones entre ellas que nos permitan tener un panorama más amplio sobre las características del suelo a tratar.

José Antonio Sánchez Cardy
Ingeniero Civil
México, D. F. - Noviembre 1981.

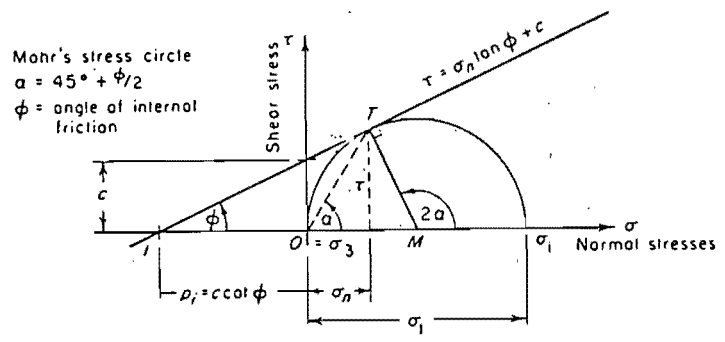
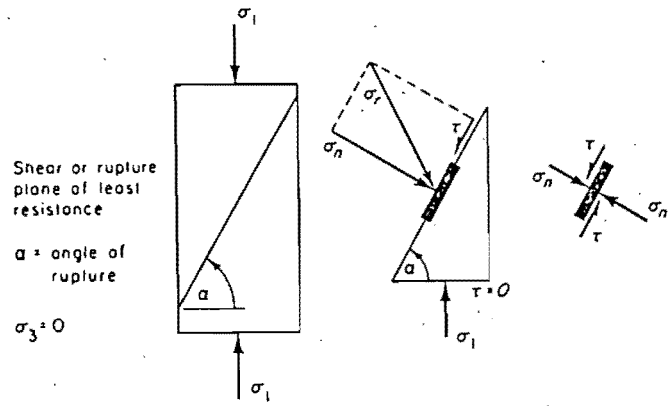


Fig. 1.- Principios del Ensayo de Compresión no confinada.

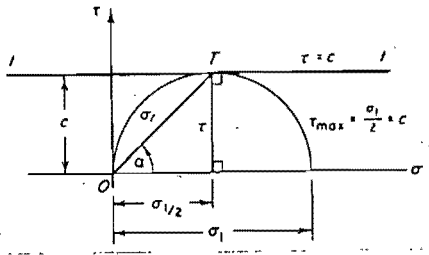


Fig. 1-A.- Círculo Mohr para ensayo de compresión no confinada.

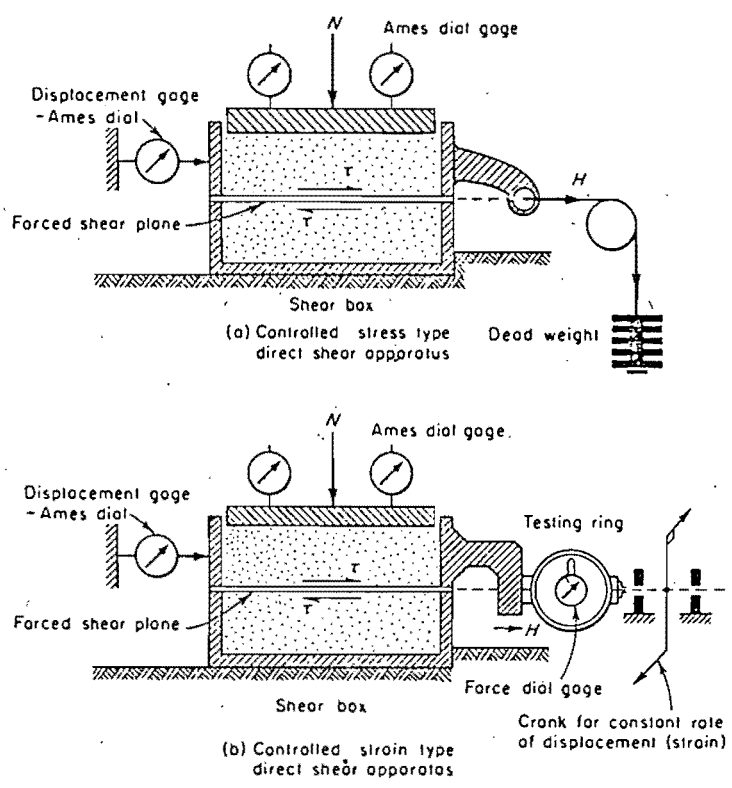


Fig. 2.- Variantes de la prueba de corte directo.

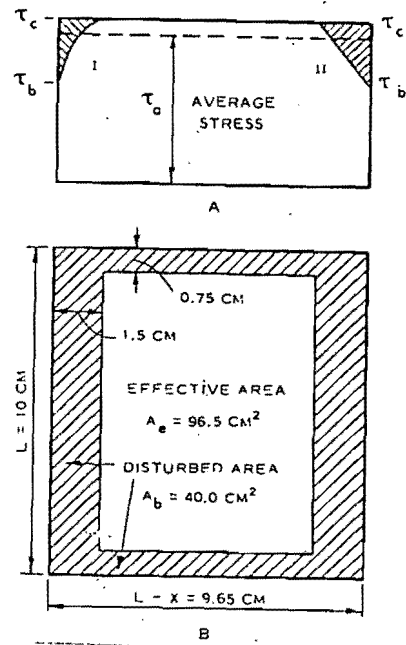


Fig. 3.- Distorsión del área en la prueba de corte directo y esfuerzo en una sección transversal.

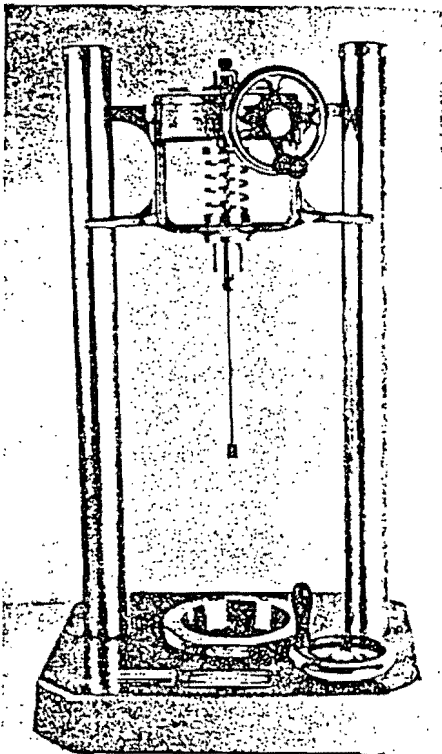


Fig. 4-A

Fig. 4.- Veleta de laboratorio y distribución de esfuerzos alrededor de la cuchilla.

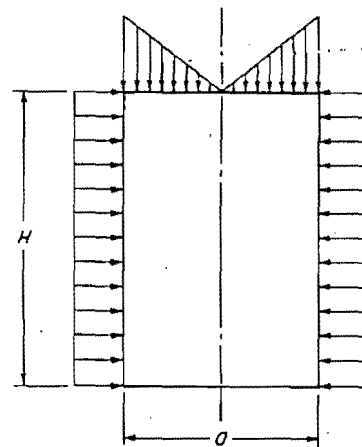


Fig. 4-B.

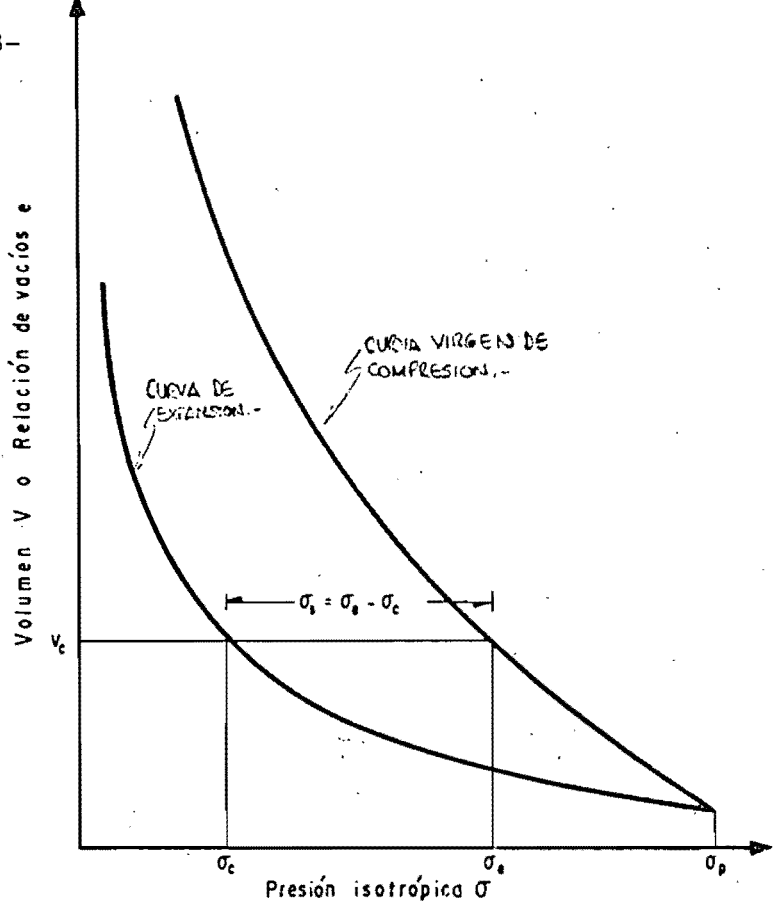


Figura 5 Esfuerzos de consolidación σ_c , de preconsolidación σ_p , de consolidación equivalente σ_e y almacenado σ_a .

Fig. 5. Esfuerzos en una muestra comprimida y expandida.

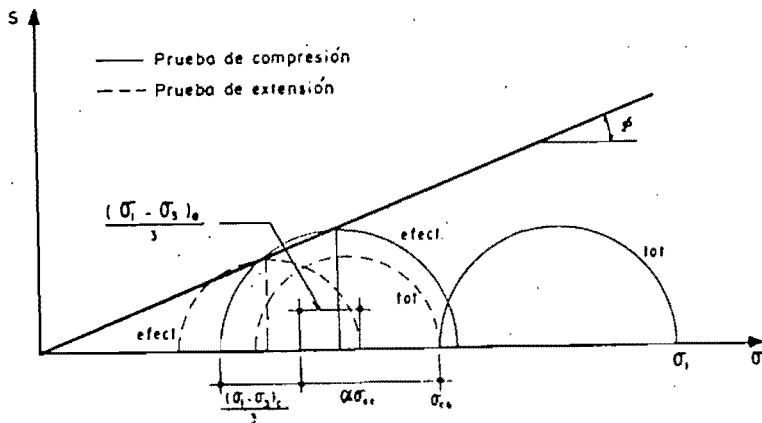


Figura 6-A Círculos de Mohr en la falla para las pruebas triaxiales variando el esfuerzo vertical.

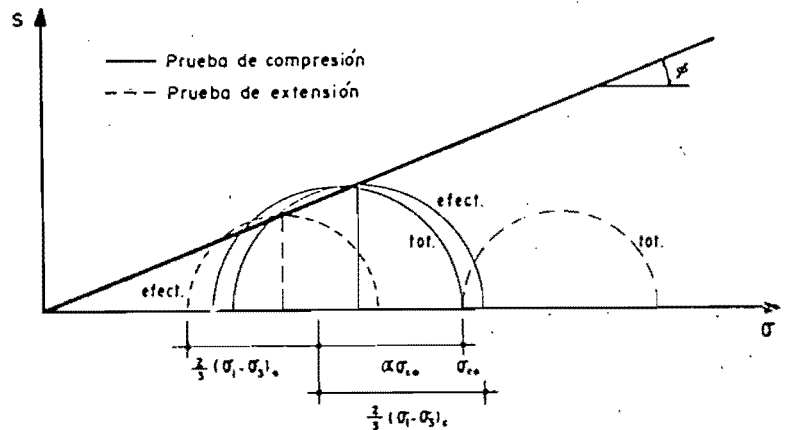
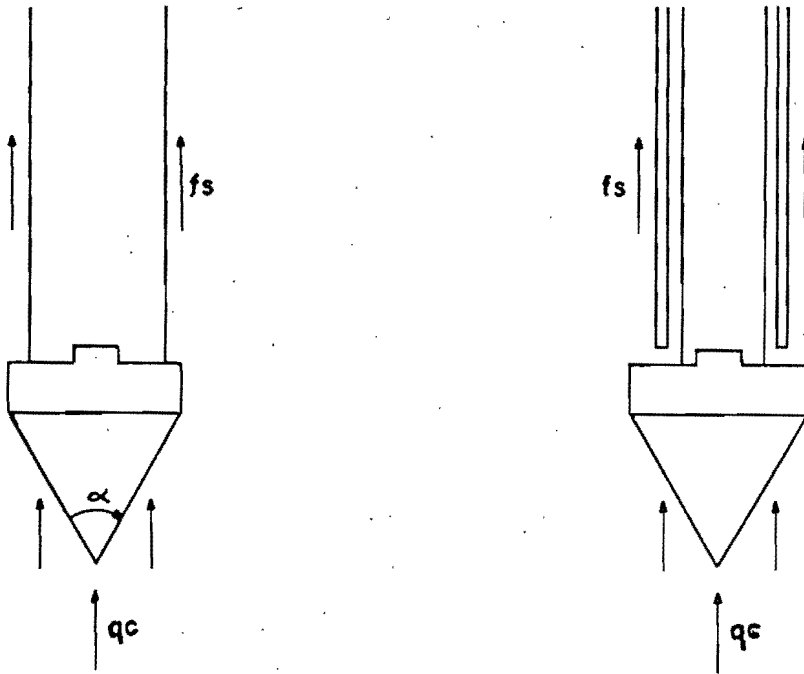


Figura 6-B Círculos de Mohr en la falla para las pruebas triaxiales variando el esfuerzo lateral.



f_s , Resistencia a la fricción lateral.
 q_c , Resistencia de punta.

Fig. 8.- PENETROMETROS DE PRESION

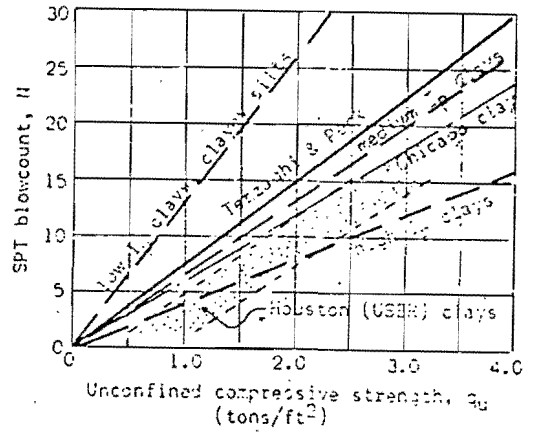


Fig. 7.- Algunas correlaciones entre N y q_u en arcillas.

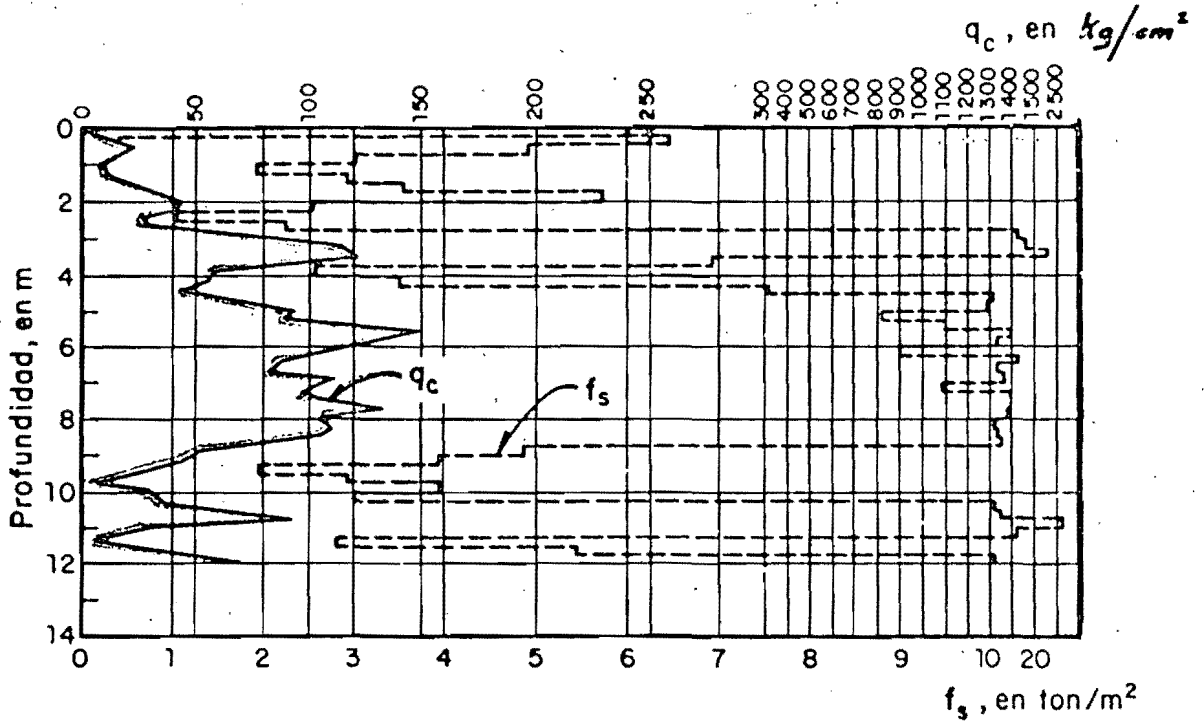


Fig. 9.-

Fig 9.-. Representación gráfica de una prueba de penetración estática

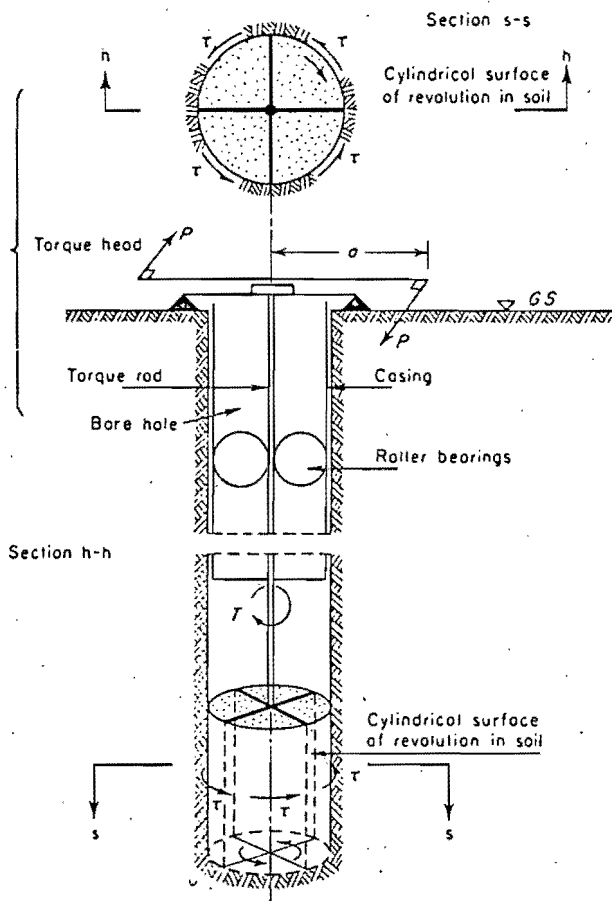


Fig. 11.- Principios de la prueba de veleta.

Fig. 12.- Curva esfuerzo-deformación no drenada calculada a partir de una prueba de presurómetro.

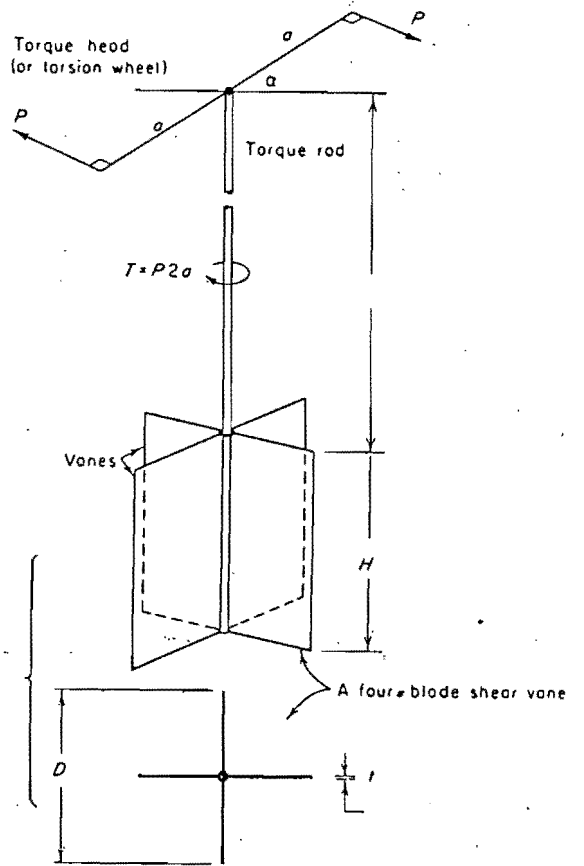
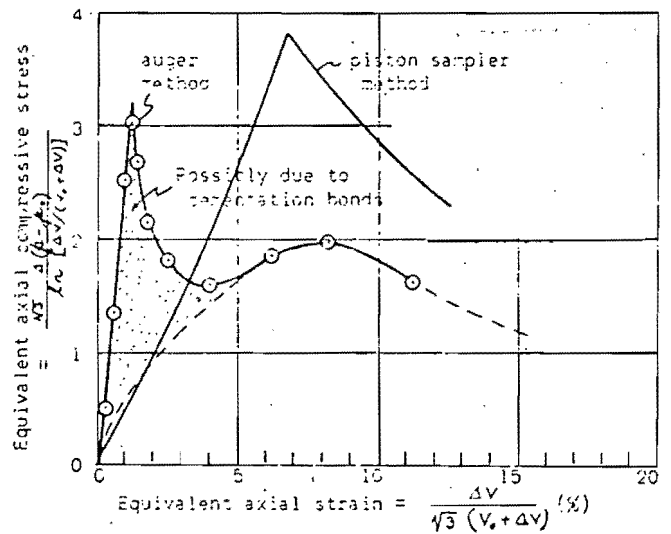
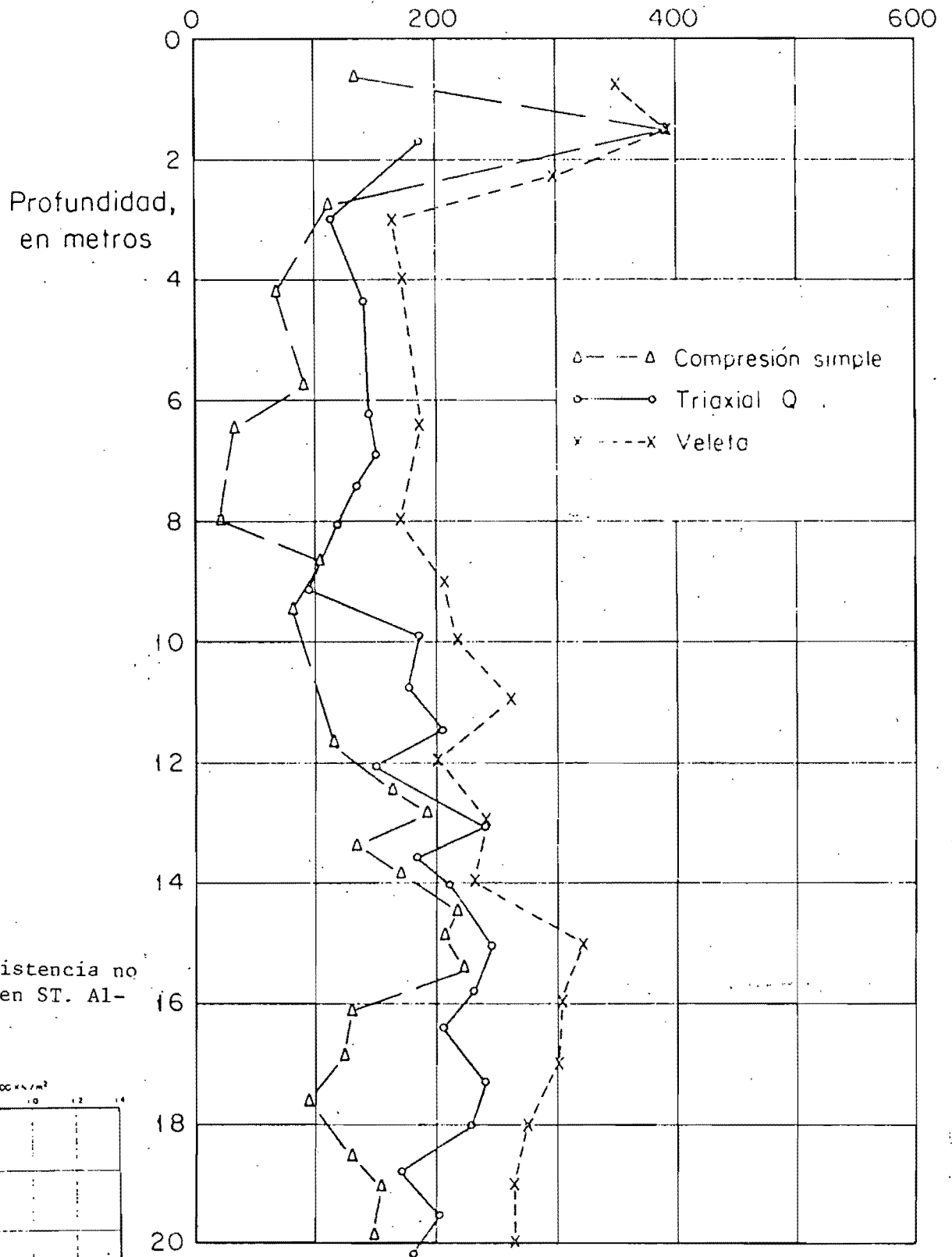


Fig. 10.- Veleta de Campo. (detalle)

Resistencia al corte, gr/cm²



Prueba 14.- Resistencia no drenada medida en ST. Alban.

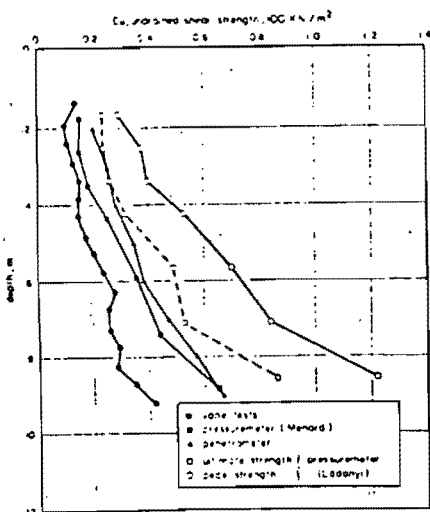


Fig. 13.- Resistencia al corte en pruebas de comp. simple, triaxiales Q y de veleta.

Case	Location (1)	Description of Clay (2)	Depth, m (3)	From U or UU Tests		$\frac{s_u(UU)}{s_u(CU, \bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_{vo})}$ (6)	Remarks (7)	Source (8)
				s_u , kg/cm ² (4)	$s_u/\bar{\sigma}_{vo}$ (5)			
A	M.I.T., Cambridge, Mass.	o.e.* Boston blue clay	12.2	0.80	0.59	0.74	3 in. diameter Shelby fixed piston samples	M.I.T.
		o.e. Boston blue clay (slightly)	18.3	0.68	0.37	0.77		
		n.e.* Boston blue clay	27.4	0.50	0.185	0.58		
B	Lagunillas, Venezuela	n.e. plastic clay $w_L \cong 61\%$ $P.I. \cong 37\%$	0.2	0.18	0.30	0.75	3 in. diameter Shelby samples. $s_u(UU)$ based on average of U and UU data	M.I.T.
C	Kawasaki, Japan	normally consolidated plastic clay					3 in. diameter Shelby samples. $s_u(UU)$ from top one-third of U and from UU data corrected to $t_f = 5$ hr	M.I.T.
		Clay I, $P.I. \cong 31\%$	20.5	0.50	0.31	0.64		
		Clay I, $P.I. \cong 36\%$ Clay II, $P.I. \cong 43\%$	25 35	0.49 0.69	0.26 0.27	0.58 0.57		
D	Gulf of Mexico	o.e. soft plastic clay $P.I. \cong 80\%$ $L.I. \cong 50\%$	0 to 6	avg. $\cong 0.27$...	~ 0.85	Shelby samples	Fenske (11)
		firm plastic clay with silt and sand $P.I. \cong 60\%$ $L.I. \cong 35\%$	18 to 50	avg. $\cong 0.50$...	~ 0.5		
E	Skabo, Oslo, Norway	n.e. plastic clay with a high salt content $P.I. \cong 30\%$ $L.I. \cong 65\%$ $S_r \cong 5$	10.6 to 16	avg. = 0.32	0.31	0.74	2.1 in. diameter thin walled fixed piston samples	N.G.I. Internal Report No. F175 (1962)
F	Göta Valley, Sweden	Lilla Edet Clay					2.1 in. diameter thin walled fixed piston samples. Clay believed to have a significant amount of natural cementation	Bjerrum and Wu (12)
		highly o.e. $P.I. \cong 30\%$	4 to 6.8	avg. $\cong 0.4$	~ 1.20	~ 0.9		
		slightly o.e. $P.I. \cong 33\%$	10 to 12.3	avg. = 0.34	0.45	0.60		
		slightly o.e. $P.I. \cong 29\%$	16.2 to 18	avg. = 0.46	0.42	0.66		
slightly o.e. $P.I. \cong 37\%$	10.8 to 12.8	avg. = 0.13	0.13	0.40				
G	Mexico City	Mexico City Clay, slightly o.e.	0.74	...	Marsal (13)
H	Drammen, Norway	normally consolidated soft silty clay with thin seams of silt and fine sand					2.1 in. diameter thin walled, fixed piston samples. $s_u(UU)$ based on U samples with lowest strain at failure	Simons (14)
		$P.I. \cong 8\%$ $S_r = 10$	5	0.25	0.37	0.97		
		$P.I. \cong 16\%$ $S_r = 9$ $P.I. \cong 14\%$ $S_r = 9$	12 18	0.25 0.24	0.19 0.13	0.57 0.40		
I	Sault Ste. Marie, Mich.	n.e. varved clay $P.I. \cong 28\%$ $S_r \cong 8$	~ 9	~ 0.3	~ 0.15	~ 0.60	3.5 in. diameter thin walled piston. $s_u(CU)$ based on $s_u/\bar{\sigma}_c$ for $\bar{\sigma}_c > \bar{\sigma}_{vo}$	Wu (15); Wu et al (16)

* O.C. = overconsolidated.

^b N.C. = normally consolidated.

^c P.I. = plasticity index.

Talpa No. 1.- Comparación entre pruebas UU y CU.

FR	TYPICAL SOIL TYPES	PART II "6-16" SOLE TO	
		end bearing	slid friction
1X	sand, above and below ground water	56%	44%
2 1/2X	silty sand, silt, clayey sand	34%	66%
4X	sandy clay, clay with Sp = 4	25%	75%
6X	insensitive clay, peaty soils	14%	86%

Tabla No. 2.- Distribución de resistencias CPT basadas en N.

Type	Tip Advance		Where Used	Notes
	Method	Rate		
1. Static	During increments of constant load	0	Research	Too slow for general field use
* 2. Quasi-static	Hydraulic or mechanical jacking	1-2 cm/sec	worldwide	Usually 10 cm ² 60° cone point
* 3. Dynamic	Impact of drive weight	variable	worldwide	Great variety sizes, weights, etc.
4. Quasi-static & dynamic	Combines 2. and 3., using dynamic when Q-CPT cannot penetrate further		France Switzerland	Uses special penetrometer tips
5. Screw	Rotation of a weighted, helical cone	variable	Sweden Norway	
6. Inertial	Dropped or propelled into soil/rock surface	variable during measured deceleration	Offshore, Military	Useful for near-surface soils in inaccessible area

Tabla No. 3.- Tipos de prueba de penetración de cono.

* - MAS USADOS.

· TABLA 4.- COMPARACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE DETERMINADA POR LOS SIGUIENTES PROCEDIMIENTOS: COMPRESION SIMPLE, TRIAXIAL RAPIDA, CORTE SIMPLE, TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA Y VELETA. SONDEO P_c 224 DE LA ZONA DEL LAGO

Elevación	Límites de Atterberg		Compresión Simple		Triaxial Rápida		Corte Simple		Triaxial Consolidada Rápida				Veleta	
	LL	LP	w _l	$\frac{q_u}{2}$	w _l	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	w _l	s _c	w _l	P _c	ϕ_{CR}	s _t	w _l	s _v
m	%	%	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	grados	kg/cm ²	%	kg/cm ²
- 8.20	252	70	359	0.31	334	0.36	357	0.40	317	1.10	17.9	0.36		
- 8.35													421	0.40
- 8.58	328	98	365	0.19	379	0.19	366	0.38	379	1.10	16.7	0.33		
- 8.65													412	0.40
- 9.21	476	142	371	0.22	355	0.25	367	0.43	410	1.00	19.6	0.36		
- 9.30													363	0.39
- 9.59	522	159	451	0.36	421	0.35	468	0.43	400	1.00	23.6	0.44		0.44
-10.01	51	33	59	0.26	58	0.29	60	0.44	79	1.00	17.2	0.31		
-10.14														0.44
-10.39	409	108	309	0.41	312	0.49	309	0.52	313	1.10	19.1	0.38		
-10.49													233	0.39
-10.60	363	85	278	0.23	277	0.48	277	0.57	282	1.15	19.7	0.41		
-10.78													322	0.42
-10.98	380	103	378	0.29	368	0.36	377	0.39	381	1.15	19.1	0.40		
-11.40	253	84	246	0.43	249	0.43	253	0.44	251	1.00	18.3	0.33		0.42
-11.60														0.43
-13.50														0.48
-13.80	320	92	298	0.45	307	0.46	290	0.47	326	1.20	16.9	0.37		
-13.96													175	0.76
-15.25													390	0.41
-15.61	304	93	319	0.17			313	0.37	300	1.40	18.1	0.46		
-15.65													363	0.41
-15.78	230	101	342	0.18	343	0.18	341	0.25	344	0.90	16.5	0.27		
-16.16														0.38
-16.50													361	0.41
-16.79	372	97	386	0.31	405	0.41	404	0.39	421	1.30	16.7	0.39		
Promedios				0.29		0.35		0.42				0.37		0.44

10.- REFERENCIAS.

- 1.- "Study of the vane Shear" (Ara Arman - J. K. Poplin - N. Ahmad) - Procs. of the Conf. on in situ measurement of Soil properties (ASCE, USA, 1975).
- 2.- "Especificaciones generales para proyecto de Obras" (PEMEX-1974), México.
- 3.- "In situ measurement of the properties of sensitive clays by pressuremeter test" (M. Roy - R. Juneau - P. La Rochelle F. A. Tavenas) Proceedings of the conference on In Situ Measurement of Soil Properties, 1975, North Carolina, USA.
- 4.- "Mecánica de Suelos" (E. J. Badillo - A. Rico Rodríguez) Limusa 1980, Tomo I.
- 5.- "The Strength of Soils as engineering materials" (A. W. Bishop) Geotechnique 1966.
- 6.- "Le pénétromètre et la reconnaissance des sols" (G. Sanglerat). Dunod 1965, París.
- 7.- "Soil Mechanics" (Alfred R. Jumikis) Edit. D. Van Nostran Co., Inc. (1962).
- 8.- "Physical Components of the Shear Strength of saturated Clays" (Juul - - Hvorslev Research Conference on Shear Strength of cohesive soils" (Colorado, USA, 1960).
- 9.- "El subsuelo de la ciudad de México" (R. Marsal - M. Mazari) - Inst. de Ingeniería México, (1962-2a. Edic.).
- 10.- "The strength of undisturbed clay determined from undrained Test" (Charles Ladd- T. William Lambe) - Laboratory Shear testing of soils (ASTM, STP No. 361, USA. 1963).
- 11.- "Shear Strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens" (A. W. Bishop) - Procs. of the ROSCOE Memorial Symposium, Cambridge -- University, 1971.

- 12.- "Foundation engineering for difficult subsoil conditions" (Leonard -- Zeeraert) Proceedings of . . . ? ? ?
- 13.- "Research Conference on shear strength of cohesive soils" (Univ. of Colorado, USA, 1960).
- 14.- "Proceedings of the conference on in situ measurement of soil properties" (ASCE), N. Carolina 1975, USA.
- 15.- "Desarrollo de una veleta para medición de la resistencia de suelos -- blandos" (Enrique Santoyo Villa). México, 1968.
- 16.- "Symposium on vane shear testing of soils" (ASTM, Special Technical Publications No. 1963) 1956 USA.
- 17.- "Measurement of in situ shear strength" (John H. Schmatmann). Procs of the conf on in situ measurement of soil properties (ASCE, 1975, USA).
- 18.- "Proceedings of the European Symposium on penetration testing" (Estocolmo, 1974).
- 19.- "Mecánica de suelos de la ingeniería práctica" (Terzaghi-Peck). Ateneo, 1971.
- 20.- "Foundation Analysis and design" (Joseph E. Bowles). Mc Graw Hill-Kogakusha 1977.
- 21.- "Laboratory vane shear tests and the influence of pore water pressure" (Nyal E. Wilson) - Laboratory Shear testing of soils, ASTM, STP - No. 361.

11.- AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la División de Estudios de posgrado el haberme permitido ampliar mi acervo profesional.

A todos mis profesores que han dado todo de sí

Al personal administrativo de la DEPMI que ha facilitado mi permanencia en ella.

Y en especial al Dr. Eulalio Juárez Badillo por haberme brindado la oportunidad de aprender un nuevo enfoque en Mecánica de Suelos.

FE DE ERRATAS

Hoja No.5, línea 10, donde dice: "...el valor del esfuerzo mayor", debe decir: "...el valor del esfuerzo mayor mínimo"

Hoja No.9, entre línea 1 y línea 2, debe aparecer la expresión:
$$\left\{ T = \pi G \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{12} \right) \right\}_{(11-b)}$$

Hoja No.9, línea 22, dice: "...Correlación entre γ y T...", debe decir: "...Correlación entre q_u y T..."

Hoja No.10, expresión (14-a) dice: $(\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 0)$ debe decir: $(\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = u)$

Hoja No.11, al final de la línea 6, debe aparecer $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$

Hoja No.11, a continuación de la expresión (15-d) debe aparecer:
$$\left\{ \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \right\}_{(15-e)}$$

Hoja No.13, en la segunda expresión (pruebas de extensión) en vez del signo "+" debe ir "-"

Hoja No.13, en la expresión (16-c) denominador debe decir $(1 + \frac{1}{3} \tan \phi)$

Hoja No.14, expresión (17-f) denominador del primer término debe ser " σ_0 ", en vez de "2".-

Hoja No.15, en expresión (18) dice: $\left\{ A_{CORREGIDA} = \frac{A_{SUP} + 2A_{CEN} + A_{INF}}{4} \right\}$, debe decir
$$\left\{ A_{CORREGIDA} = \frac{A_{SUP} + 4A_{CEN} + A_{INF}}{6} \right\}$$

Hoja No.17, línea 12 dice: "...poro primaria ()" , debe decir "...poro primaria (u)"

Hoja No.19, penúltima línea, dice: "Como estos aspectos aun se desconoce su efecto sobre "N" y que por..." , debe decir: "De estos aspectos aun se desconoce su efecto sobre "N". por..."

Hoja No.20, línea 13, dice: "diseño como..." , debe decir: "diseño; como..."

Hoja No.22, expresión $\left\{ S_u = q_c + f_s \right\}$ debe numerarse así: (22-c)

Hoja No.25, expresión (25) dice: $\left\{ 10\% < \frac{VELETA}{CILINDRO} < 25\% \right\}$ debe decir:
$$\left\{ 10\% < \frac{A_{VELETA}}{A_{CILINDRO}} < 25\% \right\}$$

Hoja No.27, línea 2, dice: "...Palmer, Baquelin-Al..." , debe decir: "...Palmer, Baguelin-Al..."

Hoja No.28, línea 1, dice: ". 27 y 27-b" , debe decir: "...27 y 27-a"

Hoja No.28, línea 19, dice: "Existen en el mercado equipos..." , debe decir: "Existe en el mercado equipo..."

Hoja No.33, línea 22, dice: "...positiva)en", debe decir: "...positiva). En"

FE DE ERRATAS (Cont...)

Hoja 35, línea 1, dice: "...que es", debe decir: "...que és"

EN LAS REFERENCIAS:

No.1, línea 2, "...Soil prooprties...", debe decir: "...soil properties..."

No.5, línea 1, "...Sovils...", debe decir: "...Soils..."

No.7, línea 1, "...Junikis...", debe decir: "...Jumikis..."

No.8, línea 2, "Hvorslev Research...", debe decir: "Hvorslev) Research..."

No.11, línea 1, "...specimens", debe decir: "...specimens" "

No.12, línea 2, "Zeeraert)Proceedings of", debe decir: "Zee-vaert)" "

No.16, línea 1, "Simposium...", debe decir: "Symposium..."